Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale,, n. 190 del 22 luglio 1972

Spedizione in abbonamento postale - Gruppo I

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA | ROMA - Sabato, 22 luglio 1972 | SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI MENO I FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DI GRAZIA E GIUSTIZIA – UFFICIO PUBBLICAZIONE DELLE LEGGI E DECRETI – TELEFONO 650-139
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO DELLO STATO – LIBRERIA DELLO STATO – PIAZZA GIUSEPPE VERDI, 10 – 00100 ROMA – CENTRALINO 8508

DECRETO MINISTERIALE 30 maggio 1972.

Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

LEGGI E DECRETI

DECRETO MINISTERIALE 30 maggio 1972.

Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

IL MINISTRO PER I LAVORI PUBBLICI

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* n. 321 del 21 dicembre 1971, recante norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Ritenuto che, ai sensi dell'art. 21 della citata legge 5 novembre 1971, n. 1086, devono essere emanate le norme tecniche alle quali dovranno uniformarsi le costruzioni di cui alla legge medesima;

Visto il testo delle norme tecniche predisposto dal Servizio tecnico centrale;

Sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici che si è espresso con il parere emesso dalla assemblea generale nell'adunanza del 21 aprile 1972 con voto n. 122;

Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche che si è espresso con nota 5 aprile 1972, n. 6388;

Decreta:

Sono approvate le norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, predisposte dal Servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

Roma, addì 30 maggio 1972

Il Ministro: FERRARI-AGGRADI

INDICE

Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

(Art. 21 della legge 5 novembre 1971, n. 1086)

NORME TECNICHE PER L'IMPIEGO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO ORDINARIO

SIMBOLI

d	diametro della barra di armatura
D	diametro del mandrino per la prova di piegamento
L_o	lunghezza libera di inflessione
i	raggio d'inerzia
N	forza assiale
N_{cr}	carico critico euleriano
M	momento flettente
$R_a(0,2)$	tensione limite di deformazione permanente allo 0,2 % dell'acciaio
$R_a(S)$	tensione di snervamento dell'acciaio
R_a	tensione di rottura dell'acciaio
$\bar{\sigma}_a$	tensione ammissibile nell'acciaio
$\bar{\sigma}'_b$	tensione di compressione ammissibile nel conglomerato
R'_b	resistenza a compressione del conglomerato a 28 giorni di maturazione
R_b	resistenza a trazione pura del conglomerato a 28 giorni di maturazione
$\bar{\tau}_{b0}$	tensione tangenziale ammissibile nel conglomerato in assenza di apposita armatura
$\bar{\tau}_{b1}$	tensione tangenziale ammissibile nel conglomerato in presenza di apposita armatura
$\bar{\tau}_d$	tensione tangenziale ammissibile di aderenza acciaio-conglomerato
$\bar{\tau}_m$ e $\bar{\tau}_r$	tensioni tangenziali di aderenza secondo prova Beam test
E'_b	modulo di elasticità a compressione del conglomerato
ε_a	coefficiente di dilatazione lineare dell'acciaio
n	coefficiente convenzionale di omogeneizzazione delle armature
A_5	allungamento percentuale a rottura su 5 diametri
A_{10}	allungamento percentuale a rottura su 10 diametri
λ	snellezza
ω	coefficiente di amplificazione dei carichi

L'indice k significa « valore caratteristico »; l'indice j significa « a j giorni di stagionatura ».

1. OGGETTO.

Formano oggetto delle presenti norme tutte le opere di conglomerato cementizio semplice od armato, eccettuate quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

2. CALCOLO.

2.1 CALCOLO DELLE SEZIONI.

Il calcolo delle sezioni resistenti deve essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali salvo quanto disposto nel paragrafo 2.7.

2.2. CONDIZIONI DI CARICO.

Le azioni sono deducibili dalla 10012 CNR-UNI/67 Esse si cumulano nel modo più sfavorevole, per ciascuna verifica, in un'unica « condizione di carico » comprendente le azioni prevedibili sulla costruzione; a questa si riferiscono le tensioni ammissibili ed i coefficienti di sicurezza indicati nel seguito.

2.3. TENSIONI DI COMPRESSIONE AMMISSIBILI NEL CONGLOMERATO.

Si distinguono sei classi di qualità del conglomerato, individuate dal numero che esprime, in kg/cm². la resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione.

Le classi di conglomerato sono 150 200 250 300 400 500.

Le classi 400 e 500 richiedono studi preliminari e controlli statistici continuativi in corso d'impiego e studi delle strutture particolarmente accurati.

Le tensioni ammissibili $\bar{\sigma}'_b$ vengono definite in base alla formula sotto indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R'_{bk}, tenuto presente quanto disposto nel paragrafo 3.2.

$$\bar{\sigma}'_b = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} \text{ in kg/cm}^2$$

Per strutture armate non è ammesso l'impiego di conglomerati con

$$R'_{bk} < 150 \text{ kg/cm}^2$$

Nei calcoli statici non potrà essere considerata una resistenza caratteristica superiore a 500 kg/cm².

I valori di $\bar{\sigma}'_b$ sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o pressoflessione.

Per elementi calcolati a compressione semplice si applica a $\bar{\sigma}'_b$ una riduzione del 30 %, per travi con soletta collaborante una riduzione del 10 %.

Nella sollecitazione di compressione semplice di pilastri, aventi spessore minimo s minore di 25 cm, la tensione ammissibile assume, con s in centimetri, il valore ridotto

$$\bar{\sigma}'_b \times 0{,}7 \times [1 - 0{,}03\,(25 - s)]$$

Nelle solette di spessore minore di 5 cm, siano esse collaboranti o meno, e soggette a flessione o pressoflessione, le tensioni ammissibili sono ridotte del 30 %.

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media nell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

Per strutture massicce di conglomerato non armato è ammesso l'impiego di conglomerato con resistenza caratteristica $R'_{bk} \geqq 100$ kg/cm²: la corrispondente tensione ammissibile è pari a $R'_{bk}/4$ per la compressione semplice con un massimo di 30 kg/cm², $R'_{bk}/3{,}5$ per la pressoflessione con un massimo di 35 kg/cm².

2.4. Tensioni tangenziali.

2.4.1 *Valori ammissibili.*

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime nel conglomerato non superano il valore

$$\bar{\tau}_{bo} = 4 + \frac{R'_{bk} - 150}{75} \text{ in kg/cm}^2.$$

Nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a 3 cm²/m, con un minimo di tre staffe al metro. Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

Nelle zone ove le tensioni tangenziali superano $\bar{\tau}_{bo}$, gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe di norma non meno del 40 % dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale non deve in ogni caso superare il valore

$$\bar{\tau}_{b1} = 14 + \frac{R'_{bk} - 150}{35} \text{ in kg/cm}^2.$$

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nell'ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare i valori di $\bar{\tau}_d$ sottoindicati.

Barre tonde liscie

$$\bar{\tau}_d = 1{,}2\ \bar{\tau}_{bo}$$

Barre ad aderenza migliorata :

$$\bar{\tau}_d = 2{,}4\ \bar{\tau}_{bo}$$

2.4.2. *Verifica degli ancoraggi.*

Le barre tese devono essere prolungate, oltre la sezione nella quale viene richiesto il loro intero contributo, in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza.

I valori di $\bar{\tau}_d$, indicati al paragrafo 2.4.1., si applicano a barre ancorate in zona di conglomerato compatto utilmente compressa ai fini dello ancoraggio (barre a non meno di 30 cm dalla superficie superiore del getto o da una ripresa ed allontanate dal lembo teso, asse delle barre inclinato di non meno di 45° sulle traiettorie di compressione). In caso contrario si dovranno considerare congrue riduzioni (fino al 50% dei valori indicati).

Le barre tonde liscie devono essere ancorate con uncini semicircolari, aventi luce interna non minore di 5 volte il diametro, prolungati oltre il semicerchio di non meno di tre diametri. Tali uncini sono equivalenti ad un tratto rettilineo di lunghezza pari a venti volte il diametro.

Nelle barre ad aderenza migliorata gli uncini possono essere omessi; gli eventuali ancoraggi, con raggio di curvatura non minore di 6 volte il diametro, devono essere valutati nella misura del loro sviluppo.

Le barre liscie devono essere in ogni caso provviste di uncini terminali, quelle ad aderenza migliorata devono essere ancorate per una lunghezza non minore di 10 volte il diametro o di 15 cm.

Particolari cautele si devono adottare in presenza di fenomeni di fatica.

Per barre sicuramente compresse gli uncini possono essere omessi anche per barre lisce.

2.5 Tipi di armature metalliche e relative tensioni ammissibili.

2.5.0.

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nelle UNI 556 (2ª Ed.), UNI 564 (2ª Ed.) e UNI 6407-69, salvo indicazioni contrarie o complementari.

Per acciai deformati a freddo si deve sostituire R_s (S) con R_s (0,2) e le proprietà meccaniche si intendono determinate su provette mantenute per mezz'ora a 250°C e successivamente raffreddate in aria.

Qualora, per acciai a durezza naturale, lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce R_s (S) con R_s (0,2).

2.5.1 *Acciai per barre tonde lisce.*

Gli acciai per barre tonde lisce devono possedere le proprietà indicate nel successivo prospetto I.

PROSPETTO I

Proprietà meccaniche

Tipo di acciaio		Fe B 22	Fe B 22
Tensione caratteristica di snervamento R_{sk} (S)	kg/mm²	≧ 22	≧ 32
Tensione caratteristica di rottura R_{rk}	kg/mm²	≧ 34	≧ 50
Allungamento A_5	%	≧ 24	≧ 23
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D		2 d	3 d

Si devono usare barre di diametro d compreso fra 6 e 30 mm.

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto II

PROSPETTO II

Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde liscie

Tipo di acciaio		Fe B 22	Fe B 32
Tensione ammissibile $\bar{\sigma}_a$	kg/cm²	1.200	1.600

2.5.2. *Acciai per barre ad aderenza migliorata.*

Gli acciai ad aderenza migliorata si differenziano dagli acciai tondi per cemento armato per le particolarità di forma atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio e sono caratterizzati dal diametro ∅ della barra tonda equipesante, calcolato nell'ipotesi che il peso specifico dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

2.5.2.1.

Gli acciai per barre ad aderenza migliorata devono possedere le caratteristiche indicate nel seguente prospetto III, valutando le tensioni di snervamento e di rottura come grandezze caratteristiche secondo quanto indicato al punto 3.3.

PROSPETTO III

Tipo di acciaio				A 38	A 41	Fe B 44
Tensione caratteristica di snervamento			kg/mm²	≥ 38	≥ 41	≥ 44
Tensione caratteristica di rottura			kg/mm²	≥ 46	≥ 50	≥ 55
Allungamento A_5			%	≥ 14	≥ 14	≥ 12
Per barre ad aderenza migliorata aventi d (*)	fino a 12 mm	Piegamento a 180° su mandrino avente diametro D		3 d	3 d	4 d
	oltre 12 fino a 18 mm	Piegamento e raddrizzamento su mandrino avente diametro D		6 d	8 d	8 d
	oltre 18 fino a 25 mm			8 d	8 d	10 d
	oltre 25 fino a 30 mm			10 d	10 d	12 d

(*) Il diametro d è quello della barra tonda liscia equipesante.

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per mezz'ora in acqua bollente, e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al raddrizzamento per almeno 20°. Le operazioni di piega e raddrizzamento si eseguono a temperatura ambiente. Dopo la prova il campione non deve presentare fenditure.

2.5.2.2.

Le barre devono superare con esito positivo prove di aderenza (secondo il metodo Beam-test) da eseguirsi presso un laboratorio ufficiale con le modalità specificate nella CNR-UNI 10020-70. La tensione di aderenza τ_d valutata secondo la CNR-UNI 10020-70 verrà riferita ad una resistenza nominale del conglomerato di 275 kg/cm². mediante l'applicazione della seguente formula di correzione, valida nell'intervallo

$$225 \leq R'_b \leq 325 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_c = \tau_d - (R'_b - 275) \quad 0,2 .$$

essendo

τ_c la tensione di aderenza corretta,
τ_d la tensione di aderenza rilevata sperimentalmente,
R'_b la resistenza del conglomerato all'atto della prova.

Nel certificato di prova devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature.

Le prove devono essere estese ad almeno tre diametri scelti come segue

uno nell'intervallo $6 \leq \varnothing \leq 10$ mm,

uno nell'intervallo $12 \leq \varnothing \leq 18$ mm,

il diametro massimo.

Non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza, per le singole partite, quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivivo.

Le tensioni tangenziali di aderenza τ_m e τ_r, desunte dalla prova, come media dei risultati ottenuti sperimentando almeno quattro travi per ogni diametro, devono soddisfare le condizioni seguenti

$$\tau_m \geq \bar{\tau}_m = 80 - 1,2\, d,$$

$$\tau_r \geq \bar{\tau}_r = 130 - 1,9\, d,$$

dove

τ_m, $\bar{\tau}_m$, τ_r e $\bar{\tau}_r$ sono espressi in kg/cm²: d è espresso in mm.

Per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, il direttore dei lavori potrà calcolare per un numero significativo di barre il valore dello indice di aderenza I_R definito dall'espressione

$$I_R = \frac{2a_m\, l_R \cos(90°\text{-}\beta°)}{\pi\, D_k\, c},$$

confrontandolo quindi con il corrispondente valore $I_R\ (L)$ valutato sulle barre provate in laboratorio.

La partita è ritenuta idonea se sono verificate le ineguaglianze

$$\frac{I_R}{I_R\ (L)} \geq \frac{\bar{\tau}_m}{\tau_m}, \qquad \text{(a)}$$

$$I_R \geq 0.065 \text{ (per } \varnothing \geq 10 \text{ mm)}. \qquad \text{(b)}$$

essendo

$\bar{\tau}_m$ = valore limite di τ_m quale sopra definito per il diametro considerato,
τ_m = valore desunto nelle prove di laboratorio,
D_k = diametro del nocciolo della barra,
c = interasse delle nervature,
a_m = altezza media delle nervature,
$\beta°$ = inclinazione delle nervature sull'asse della barra,
l_R = lunghezza delle nervature,

I_R = valore di I_R determinato sulle barre della fornitura considerata,

I_R (L) = valore di I_R determinato sulle barre provate in laboratorio.

Qualora il profilo comporti particolarità di forma non contemplate nella definizione di I_R (ad esempio nocciolo non circolare), l'ineguaglianza (a), dovrà essere verificata per i soli risalti o nervature. Analoga ineguaglianza deve essere verificata ponendo al primo membro il rapporto delle grandezze che caratterizzano gli altri aspetti del profilo (ad esempio perimetro del nocciolo). In tal caso non vale l'ineguaglianza (b).

2.5.2.3. Tensioni ammissibili.

Per le barre ad aderenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel seguente prospetto IV

PROSPETTO IV

Tensioni ammissibili per (kg/cm²)	Tipo di acciaio		
	A 38	A 41	Fe B 44
Acciai controllati in stabilimento	2.200	2.400	2.600
Acciai non controllati in stabilimento	1.900	2.000	2.200

Deve essere impiegato un conglomerato di classe maggiore o uguale a 250.

Le barre ad aderenza migliorata devono avere diametro

$$d \begin{cases} \leq 30 \text{ mm per } \bar{\sigma}_a \leq 2200 \text{ kg/cm}^2, \\ \leq 28 \text{ mm per } 2200 < \bar{\sigma}_a \leq 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ \leq 26 \text{ mm per } \sigma_a > 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

In presenza di fenomeni di fatica, le tensioni ammissibili vengono ridotte secondo l'espressione

$$\bar{\bar{\sigma}}_a = 0,75\ \bar{\sigma}_a\ (1 + 0,5\ \frac{\sigma \text{ min}}{\sigma \text{ max}}) \leq \bar{\sigma}_a$$

2.5.3. *Fili lisci o nervati di acciaio trafilato di diametro compreso fra 4 e 6 mm.*

L'acciaio per barre tonde trafilate deve rispondere alle proprietà indicate nel seguente prospetto

PROSPETTO V

Allungamento A_{10} .	%	≥ 6
Piegamento a freddo a 180° su mandrino avente diametro D .		$2\ d$

La tensione ammissibile deve soddisfare le limitazioni seguenti:

$$\bar{\sigma}_a \begin{cases} \leq 0,5\ R_{ak}\ (0,2), \\ \leq 0,4\ R_{ak}, \end{cases}$$

e comunque non superare 2.200 kg/cm².

2.5.4. *Reti di acciaio elettrosaldate.*

Le reti devono avere fili elementari di diametro d compreso fra 4 e 12 mm e devono rispondere alle caratteristiche riportate nel prospetto VI.

PROSPETTO VI

Tensione R_{ak} (S) ovvero R_{ak} (0,2)	kg/mm²	≥ 40
Tensione di rottura R_{ak}	kg/mm²	≥ 45
Rapporto dei diametri dei fili dell'ordito		$\frac{\varnothing \text{ min}}{\varnothing \text{ max}} \geq 0,50$
Allungamento A_{10}	%	≥ 6
Resistenza al distacco nel nodo		$\geq \frac{1}{3} R$ filo min

La tensione di rottura e quella di snervamento devono essere determinate con una prova a trazione su campione che comprenda almeno uno dei nodi saldati.

La resistenza al distacco, offerta dalla saldatura nel nodo, deve risultare non minore di 1/3 di quella del filo elementare di diametro minore; la prova viene condotta forzando, con idoneo dispositivo, il filo di diametro minore nella direzione dello altro, fino alla rottura del nodo.

Il passo dei fili elementari non deve superare 33 cm e l'area della maglia 500 cm².

La tensione ammissibile deve soddisfare le limitazioni seguenti

$$\bar{\sigma}_a \begin{cases} \leq 0,5\ R_{ak}\ (0,2), \\ \leq 0,45\ R_{ak}, \end{cases}$$

per reti non controllate in stabilimento, con un massimo di 2200 kg/cm². Per reti controllate in stabilimento la tensione deve soddisfare le limitazioni

$$\bar{\sigma}_a \begin{cases} \leq 0,55\ R_{ak}\ (0,2), \\ \leq 0,50\ R_{ak} \end{cases}$$

con un massimo di 2.600 kg/cm².

2.5.5. *Saldature.*

Le giunzioni, mediante saldatura, delle barre di armature, di qualunque tipo, sono ammesse per materiali sicuramente saldabili in relazione al procedimento di saldatura previsto; il coefficiente di sicurezza a rottura della giunzione deve essere non minore di quello corrispondente alle tensioni ammissibili per il materiale base.

2.5.6. *Deroga alle limitazioni dimensionali.*

Le limitazioni, riguardanti i massimi diametri ammessi di cui al paragrafo 2.5.2.3., non si applicano alle armature ad aderenza migliorata, destinate a strutture in conglomerato cementizio armato di particolari caratteristiche e dimostrate esigenze costruttive.

L'impiego di armature di maggior diametro deve essere sottoposto alla preventiva approvazione del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

2.6. METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI.

Le tensioni del conglomerato compreso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse affette di norma dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $n = 10$. È ammesso anche l'impiego del coefficiente $n = 15$.

2.7. CALCOLO A ROTTURA.

È ammesso il calcolo a rottura purchè si giustifichino le ipotesi teoriche ed i risultati sperimentali in esso considerati e ne risulti un coefficiente di sicurezza, rispetto al carico totale, non minore di 1,75.

Nella verifica a rottura delle sezioni di assumerà la tensione convenzionale di calcolo del calcestruzzo pari a 0,55 della resistenza caratteristica a 28 giorni. Nel caso di sezioni considerate soggette a compressione centrata la tensione convenzionale di calcolo del calcestruzzo si assume pari a 0,4 volte quella caratteristica a 28 giorni. Nella sollecitazione di compressione eccentrica la forza normale limite non deve superare quella determinata nell'ipotesi di compressione centrata come sopra indicato. La resistenza di calcolo dell'acciaio viene assunta pari al valore caratteristico dello snervamento se trattasi di armature controllate in stabilimento; per armature non controllate in stabilimento la tensione di calcolo viene ridotta del 15 %. Il diagramma ($\sigma_a \div \varepsilon_a$) dell'acciaio viene utilizzato fino ad una deformazione massima dell'1 % a trazione e dello 0,2 % a compressione. Devono essere evitati fenomeni di instabilità locale delle armature compresse.

Le aperture massime di calcolo delle lesioni nel conglomerato, alla sollecitazione di esercizio, non devono superare i seguenti limiti

strutture interne in ambiente normale 0,30 mm;

strutture esterne in ambiente normale 0,20 mm.

L'apertura di calcolo delle lesioni in ambiente aggressivo, ove tollerabili, non deve superare 0,10 mm. Si deve inoltre verificare che le deformazioni in esercizio siano contenute entro limiti compatibili con la funzionalità dell'opera, tenuto conto dell'eventuale fessurazione e delle deformazioni lente.

I metodi di calcolo adottati devono fondarsi su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Rispondono ad esempio a tale requisito le prescrizioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali sul calcolo delle opere in c.a. FIP-CEB 1970.

2.8. PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI.

Nel caso che la verifica della resistenza sia riferita ad esperienze dirette su strutture campione, da effettuare sotto il controllo di un laboratorio ufficiale su un adeguato numero di elementi (non inferiore a quattro), il minimo valore del coefficiente di sicurezza a rottura deve essere non inferiore a 2. Per le produzioni di serie in stabilimento i controlli debbono avere carattere periodico.

Ove siano da temere fenomeni di instabilità globale o locale, ovvero rotture senza preavviso, il coefficiente di sicurezza deve essere convenientemente maggiorato.

Le esperienze devono accertare che le deformazioni alla sollecitazione di esercizio sono conformi a quanto indicato nel paragrafo 2.7; corrispondentemente l'apertura massima delle lesioni non dovrà superare l'80 % dei valori indicati nello stesso paragrafo 2.7.

Per strutture di particolare complessità le ipotesi a base del calcolo potranno essere guidate dai risultati di prove su modelli.

2.9. VARIAZIONI TERMICHE E RITIRO.

Si dovrà tener conto della variazione termica più sfavorevole rispetto alla temperatura ambiente all'atto della esecuzione dell'opera; nei casi ordinari, in mancanza di dati più precisi, potranno essere ammessi scarti di temperatura rispetto a quella media locale di $\pm$ 30°C per opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche e di $\pm$ 20°C per opere non direttamente esposte.

In generale la variazione di temperatura potrà essere considerata uniforne per tutte le membrature di una costruzione, tranne quando siano prevedibili differenze sensibili di temperatura tra i singoli elementi.

Quando per una stessa membratura esistano variazioni di temperatura diverse in corrispondenza dell'intradosso e dell'estradosso, si ammetterà in generale una distribuzione della variazione di temperatura di tipo lineare.

In mancanza di una determinazione sperimentale diretta il coefficiente di dilatazione termica del conglomerato può assumersi pari a 0,00001 per grado centigrado.

Per le costruzioni di calcestruzzo, quando non si ricorra ad additivi speciali, si dovrà tener conto del ritiro mediante un coefficiente di contrazione ε_r al quale, in mancanza di determinazione sperimentale diretta, saranno da attribuire i seguenti valori

40×10^{-5} non armato

30×10^{-5} con armatura metallica ≤ 1 %

20×10^{-5} con armatura metallica > 1 %.

I suddetti valori, che si riferiscono ad una stagionatura dei getti in ambiente di normale umidità, dovranno essere aumentati del 50 % per stagionatura in aria secca e potranno essere diminuiti del 50 % per stagionatura in aria molto umida. Non sarà tenuto conto del ritiro per getti maturati in acqua (*).

2.10. DEFORMAZIONI.

Nel calcolo elastico delle incognite statisticamente indeterminate gli elementi geometrici delle sezioni rette devono essere valutati considerando reagente l'intera sezione.

Nel calcolo delle deformazioni istantanee il modulo elastico del conglomerato si può assumere, in mancanza di diretta sperimentazione, pari a

$$E'_b = 18.000 \sqrt{R'_{bk}} \text{ kg/cm}^2$$

Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

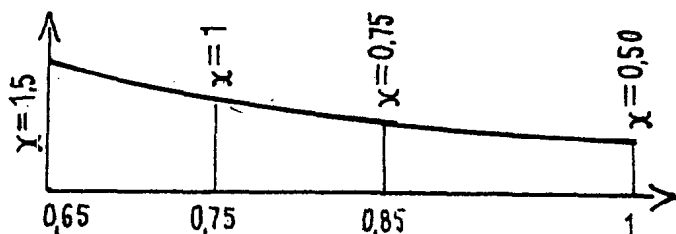
Per azioni di lunga durata (forze, variazioni termiche, ritiro, distorsioni, ecc.) si deve tener conto delle deformazioni differite del conglomerato da esse provocate.

(*) *Nota:* Per una più accurata determinazione valgono ad esempio, le indicazioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB 71.

La deformazione viscosa unitaria $\varepsilon_{v,t}$ — progressiva nel tempo — del calcestruzzo soggetto a stato di tensione costante è valutabile a temperatura ordinaria, come segue:

$$\varepsilon_{v,t} = \varkappa \quad \varphi_\infty \quad (1 - e^{-t}) \quad \varepsilon_e ;$$

dove

$\varkappa$ è un coefficiente dipendente dall'età del calcestruzzo all'atto della messa in carico, variabile come indicato in figura;

Resistenza a rottura all'istante di applicazione del carico
Resistenza a rottura al tempo $t = \infty$

φ_∞ è dipendente dalla condizione di stagionatura ed assume i seguenti valori

$\varphi_\infty = 0,5 \div 1,0$ per maturazione in acqua,

$\varphi_\infty = 1,5 \div 2.0$ per maturazione in aria molto umida,

$\varphi_\infty = 2,0 \div 3,0$ per maturazione all'aperto,

$\varphi_\infty = 2,5 \div 4,0$ per maturazione in aria asciutta;

t è il tempo, espresso in anni, contato a partire dallo istante di applicazione del carico;

ε_e è la deformazione elastica unitaria, valutata convenzionalmente con il modulo E'_b a 28 giorni. (*)

2. 11 PESO PROPRIO DEL CONGLOMERATO.

Il peso proprio unitario del conglomerato armato, quando il valore effettivo non risulti da determinazione diretta, deve essere assunto pari a 2.500 kg/m^3.

2. 12. PILASTRI.

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,6 % e non maggiore del 5 % della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, in base alla tensione ammissibile adottata, e non minore dello 0,3 % della sezione effettiva.

Il diametro dei ferri longitudinali non deve essere minore di 12 mm.

Se il centro di sollecitazione, pur essendo esterno al nocciolo centrale di inerzia della sezione di conglomerato interamente reagente, dà luogo a trazioni minori di 1/5 della tensione al lembo compresso, la sezione può essere verificata come interamente reagente, ferme restando le limitazioni di cui sopra e purchè la sezione d'armatura in zona tesa sia idonea ad assorbire la risultante delle trazioni al tasso convenzionale di 1.200 kg/cm^2 per barre liscie e di 1.800 kg/cm^2 per barre ad aderenza migliorata.

Nell'altro caso le sezioni devono essere verificate nella ipotesi di parzializzazione ed armate in conseguenza, ferme restando le limitazioni di cui sopra.

(*) *Nota*: Per una più accurata determinazione valgono le indicazioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali sopracitate.

Deve essere prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo dei ferri impiegati per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti dei ferri longitudinali verso l'esterno.

Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm.

Per pilastri prefabbricati in stabilimento i diametri minimi dei ferri longitudinali e delle staffe sono rispettivamente ridotti a 10 ed a 5 mm.

2. 13. PILASTRI CERCHIATI.

Nelle strutture semplicemente compresse; armate con ferri longitudinali, disposti lungo una circonferenza e racchiusi da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro del nucleo cerchiato, si può assumere come area ideale resistente quella del nucleo, aumentata di 15 volte quella della sezione dei ferri longitudinali e di 45 volte quella della sezione di una armatura fittizia longitudinale di peso uguale a quello della spirale.

L'area ideale così valutata non deve superare il doppio dell'area del nucleo; la sezione dell'armatura longitudinale non deve risultare inferiore alla metà di quella dell'armatura fittizia corrispondente alla spirale.

2. 14. INSTABILITÀ FLESSIONALE DEI PILASTRI.

I fenomeni di instabilità devono essere presi in considerazione per snellezze $\lambda = \frac{l_0}{i}$ maggiori di 50, essendo l_0 la lunghezza libera di inflessione ed i il corrispondente raggio d'inerzia.

I pilastri cerchiati devono essere considerati alla stregua di quelli ordinari, ossia prescindendo dalla presenza della spirale.

2. 14. 1 *Carico centrato.*

Il coefficiente ω di amplificazione dei carichi, che tiene conto dei fenomeni di instabilità assume i valori riportati nel seguente prospetto VII.

PROSPETTO VII

Coefficienti di amplificazione

λ	ω
50	1,00
70	1,08
85	1,32
100	1,62
120	2,28
140	3,00

La verifica deve essere condotta nel piano di massima snellezza.

Snellezze λ maggiori di 100 sono da considerare con particolari cautele.

2. 14. 2. *Carico eccentrico.*

La verifica, salvo più accurate valutazioni, deve essere eseguita tenendo conto dello sforzo normale $N\omega$, con ω valutato per la massima snellezza, e del momento flettente

$M^* = c\,M$ con M momento effettivo massimo; allo sforzo normale $N\,\omega$ si deve sostituire N se più sfavorevole.

Valutazioni particolarmente accurate sono richieste quando si prevedano forti deformazioni differite.

La tensione massima a compressione così determinata, non deve superare quella ammissibile per la sollecitazione di pressoflessione (vedere paragrafo 2.3.)

Il coefficiente c è dato da

$$\frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}}$$

dove N_E è il carico critico euleriano per la snellezza relativa al piano di flessione, valutato per un modulo di elasticità convenzionale $E^*_b = 0,4\,E'_b$. Per travi vincolate alle due estremità, se il momento flettente varia linearmente fra i momenti di estremità M_a ed M_b, nel calcolo di M^* si deve assumere, in luogo del momento effettivo massimo, il valore

$$M = \sqrt{0,3\,(M^2_a + M^2_b) + 0,4\,M_a\,M_b}$$

In ogni caso deve essere eseguita la verifica di cui al paragrafo 2.14.1 per l'inflessione nel piano di massima snellezza.

2.14.3 *Calcolo a rottura.*

Sono ammessi calcoli a rottura fondati su metodi comprovati per via teorica o sperimentale per tener conto degli effetti del secondo ordine ed eseguiti attribuendo ai materiali le tensioni limite definite al paragrafo 2.7. per entrambe le ipotesi di pressione centrata ed eccentrica, ivi considerate. Il coefficiente di sicurezza a rottura s_k deve essere non minore di:

$$s_k = 1,75 + \frac{\lambda - 30}{200}, \quad \text{per } \lambda \geq 30$$

considerando la più sfavorevole condizione di sollecitazione.

2.15. ARMATURE DI RIPARTIZIONE DELLE SOLETTE.

Nelle solette non calcolate come piastre, oltre all'armatura principale, deve essere adottata un'armatura secondaria di ripartizione disposta ortogonalmente.

In ogni caso l'armatura più debole non deve essere inferiore al 20 % di quella principale corrispondente.

2.16. NERVATURE CON SOLETTA COLLABORANTE.

Nel calcolo di nervature solidali con solette, salvo più accurata determinazione, si può ammettere — nell'ipotesi di conversazione delle sezioni piane — come collaborante con la nervatura, da ciascun lato, una striscia di soletta di larghezza pari alla maggiore fra le dimensioni seguenti

un decimo della luce della nervatura;

cinque volte lo spessore della soletta più una volta la lunghezza dell'eventuale raccordo della soletta.

In nessun caso la larghezza di soletta collaborante da ciascun lato può superare la distanza fra la sezione in esame e quella in cui ha termine la soletta, nè la metà della luce fra le nervature.

Per luci di qualche importanza, o in presenza di carichi concentrati, sono da prevedere adeguati dispositivi di ripartizione.

2.17 ARMATURA MINIMA PER GLI ELEMENTI INFLESSI.

La percentuale di armatura longitudinale, riferita alla intera sezione, non deve scendere sotto lo 0,15 % per barre ad aderenza migliorata e sotto lo 0,25 % per barre liscie. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa. Nelle piastre è prescritto un minimo di armatura bidirezionale pari alla metà dei valori precedenti in ciascuna direzione.

2.18. PARTICOLARI DELLE ARMATURE.

Devono essere tenute presenti le prescrizioni di cui ai successivi paragrafi 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5.

3. QUALITA' DEI MATERIALI E PROVE.

3.1 MATERIALI.

3.1.1 *Leganti.*

Nelle opere oggetto delle presemti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia. L'impiego dei cementi di tipo *C* è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

3.1.2. *Inerti.*

Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc. in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

3.1.3. *Acqua.*

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva.

3.1.4. *Armatura.*

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

3.1.5. *Impasti.*

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato allo accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

3.2. Controlli sul conglomerato.

La determinazione della resistenza caratteristica del conglomerato si effettua con le modalità indicate nell'allegato I.

3.3. Controlli sulle barre di armature.

3.3.1 *Modalità di prelievo e metodi di prova.*

Il prelievo dei campioni ed i metodi di prova saranno effettuati secondo la norma UNI 6407/69, salvo quanto stabilito ai paragrafi 3.3.2, 3.3.3 per quanto riguarda la determinazione dei valori caratteristici $R_{ak}(S)$ o $R_{ak}(0,2)$ e R_{ak}.

3.3.2. *Controlli in stabilimento.*

I produttori di barre ad aderenza migliorata e di reti elettrosaldate con fili nervati possono richiedere di sottoporre la loro produzione presso i propri stabilimenti a prove a carattere statistico eseguite a cura di un laboratorio ufficiale. In tal caso i valori caratteristici $R_{ak}(S)$, o $R_{ak}(0,2)$ e R_{ak} vengono determinati secondo le modalità indicate negli allegati II e III

3.3.3. *Controlli in cantiere.*

Il controllo in cantiere è obbligatorio per acciai non controllati in stabilimento, facoltativo per gli altri.

Per materiali non controllati in stabilimento da ogni partita, si devono prelevare almeno tre spezzoni di ogni diametro da inviarsi in un laboratorio ufficiale per l'accertamento delle proprietà di cui ai prospetti I e III. I valori caratteristici $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$ ed R_{ak} si valutano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, riferita ad uno stesso diametro, rispettivamente 350 kg/cm² per $R_{ak}(S)$ ed $R_{ak}(0,2)$, 450 kg/cm² (per R_{ak}). Qualora il risultato sia inferiore al valore richiesto, il direttore dei lavori può consentire la ripetizione su tre ulteriori spezzoni di ciascuno dei diametri che non soddisfano la richiesta dalle medie dei sei valori si detraggono rispettivamente 350 kg/cm² e 450 kg/cm². Se anche in questo caso i limiti richiesti non sono rispettati la partita sarà dichiarata non idonea.

Analoga procedura si applica ai controlli di duttilità. In questo caso un singolo risultato non conforme sui primi tre campioni darà luogo all'estensione della prova su ulteriori sei campioni dello stesso diametro. Un nuovo singolo risultato negativo determina la inidoneità della partita.

Per materiali controllati in stabilimento, gli eventuali controlli devono riferirsi agli stessi gruppi di diametri contemplati nelle prove a carattere statistico di cui al paragrafo 3.3.2. e allegati II e III, in ragione di tre spezzoni di uno stesso diametro, scelto entro ciascun gruppo di diametri per ciascuna partita. Le prove si effettuano presso un laboratorio ufficiale e riguardano la resistenza e la duttilità. I valori caratteristici delle grandezze $R_a(S)$, o $R_a(0,2)$ ed R_a si valutano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, riferiti ad uno stesso diametro, rispettivamente 200 kg/cm² per $R_a(S)$ o $R_a(0,2)$ e 300 kg/cm² (per R_a).

Qualora il risultato non sia conforme a quello dichiarato dal produttore, il direttore dei lavori disporrà la ripetizione della prova su sei ulteriori campioni dello stesso diametro; in tal caso dalle medie dei nove valori si detraggono rispettivamente 300 kg/cm² e 400 kg/cm². Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per controlli in stabilimento (cfr. allegati II e III).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici di sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di sei nuovi spezzoni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

3.3.4. *Tolleranze.*

Nei calcoli statici si adottano di norma le sezioni nominali. Le sezioni effettive non devono risultare inferiori al 98 % di quelle nominali.

Qualora le sezioni effettive risultassero inferiori a tale limite, nei calcoli statici si adottano le sezioni effettive.

Si raccomanda comunque di rispettare le tolleranze di cui al seguente prospetto VIII.

Prospetto VIII

Diametro nominale mm	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
Tolleranza in % sulla sezione ammessa per l'impiego	±10	±8	±8	±8	±6	±6	±6	±6	±5	±5	±5	±5	±5

4. ESECUZIONE.

4.1. Impasti.

Gli impasti devono essere preparati e trasportati in modo da escludere pericoli di separazione o di prematuro inizio della presa. La superficie dei getti deve essere mantenuta umida per almeno tre giorni.

Non si deve mettere in opera il conglomerato a temperature minori di 0°C, salvo il ricorso ad opportune cautele.

4.2. Lavorazione delle barre.

Le barre non devono essere piegate a caldo.

4.3. Giunzioni.

Le giunzioni dei ferri in zona tesa, quando non siano evitabili, si devono realizzare possibilmente nelle regioni di minor sollecitazione; in ogni caso devono essere sfalsate in guisa che ciascuna interruzione non interessi una sezione metallica maggiore di un terzo di quella complessiva e sia distante dalle interruzioni contigue non meno di 60 volte il diametro dei ferri di maggiore diametro.

Le giunzioni di cui sopra possono effettuarsi mediante

saldature eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature; deve essere accertata la saldabilità degli acciai da impiegare e la compatibilità frà metallo base di apporto

nelle posizioni e condizioni operative previste nel progetto esecutivo;

— manicotto filettato;

— sovrapposizione calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascun ferro; in ogni caso la lunghezza di sovrapposizione in retto deve essere non minore di 20 volte il diametro e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua nella sovrapposizione non deve superare 6 volte il diametro.

Negli elementi prevalentemente tesi (catene, tiranti, ecc.) è vietata la giunzione per sovrapposizione.

4.4. Ferri piegati.

I ferri piegati devono presentare, nelle piegature, un raccordo circolare di raggio non minore di 6 volte il diametro. Gli ancoraggi devono rispondere a quanto prescritto al paragrafo 2.4.2.

4.5. Copriferro ed interferro.

Qualsiasi superficie metallica deve distare dalle facce esterne del conglomerato (copriferro) di almeno 0,8 cm nel caso di solette e di almeno 2 cm nel caso di pilastri, travi e nervature. Tali misure devono essere aumentate, e al massimo raddoppiate, in presenza di salsedine marina, di emanazioni nocive od in ambiente comunque aggressivo. Copriferri maggiori richiedono opportuni provvedimenti intesi ad evitare il distacco (per esempio reti).

Le superfici dei ferri devono essere mutuamente distanziate in ogni direzione (interferro) di almeno una volta il diametro dei ferri medesimi e, in ogni caso, non meno di 2 cm.

Per i ferri di sezione non circolare si deve considerare il diametro del cerchio circoscritto.

4.6 Disarmo.

Il disarmo deve avvenire per gradi e in modo da evitare azioni dinamiche.

Il disarmo non deve avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo; la decisione è lasciata al giudizio del direttore dei lavori.

In assenza di specifici accertamenti ed in normali condizioni ambientali di maturazione si devono osservare i seguenti tempi minimi di disarmo.

Per getti eseguiti con conglomerato di cemento normale

— sponde dei casseri di travi e pilastri 3 giorni;

— armature di solette di luce modesta 10 giorni;

— puntelli e centine di travi, archi e volte, ecc. 24 giorni.

Per getti eseguiti con conglomerato di cemento ad alta resistenza

— sponde dei casseri di travi e pilastri 2 giorni;

— armature di solette di luce modesta 4 giorni;

— puntelli e centine di travi, archi e volte ecc. 8 giorni;

Per le strutture portanti di conglomerato non armato si devono osservare i tempi di disarmo previsti per le travi.

5. ISTRUZIONI COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI MISTI DI CEMENTO ARMATO E LATERIZIO.

5.1 Classificazione e prescrizioni generali.

5.1.1

I solai misti di cemento armato e laterizio si distinguono nelle seguenti categorie

a) solai di cemento armato, con laterizi aventi funzione principale di alleggerimento;

b) solai di cemento armato, con laterizi aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato.

5.1.2.

I laterizi di cui al paragrafo 5.1.1 lettera *b*) devono essere conformati in modo che nel solaio in opera sia assicurata con continuità la trasmissione degli sforzi di compressione dall'uno all'altro elemento.

Nel caso si richieda al laterizio il concorso nella resistenza agli sforzi tangenziali, si devono usare laterizi monoblocchi disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati fra di loro.

In ogni caso ove sia prevista una soletta di conglomerato staticamente integrativa di altra di laterizio, quest'ultima deve avere forma e finitura tali da assicurare l'aderenza fra i due materiali ai fini della trasmissione degli sforzi tangenziali.

5.2. Requisiti di accettazione e prove.

5.2.1.

I laterizi per solaio devono soddisfare le norme per la accettazione dei materiali laterizi in vigore all'atto della costruzione (cfr. UNI 5631-65 e UNI 5633-65).

5.2.2.

Lo spessore delle pareti orizzontali compresse deve essere non minore di 8 mm, e quello delle altre pareti perimetrali non minore di 7 mm e quello dei setti non minore di 6 mm.

5.2.3.

La resistenza a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti o delle costolature, deve risultare non minore di

200 kg/cm^2 per i laterizi di cui al paragrafo 5.1.1 lettera *a*);

350 kg/cm^2 per i laterizi di cui al paragrafo 5.1.1 lettera *b*).

5.2.4.

Le resistenze di cui al paragrafo 5.2.3. devono essere determinate mediante prove di compressione presso un laboratorio ufficiale, sperimentando su blocchi interi e facendo agire il carico nella direzione dei fori.

Le facce del blocco normali a tale direzione devono essere preventivamente spianate con smerigliatrice, in modo che gli errori di planarità siano non maggiori di 0,05 mm. Entro questo stesso limite devono essere contenuti i difetti di planarità e le deformazioni flessionali delle piastre della macchina di prova.

Il gradiente di carico unitario riferito alla superficie netta non deve superare 20 kg/(cm^2.*s*).

Si deve assumere come resistenza caratteristica la media dei risultati di almeno 10 prove ridotta di 50 kg/cm².

5.2.5.

La produzione di elementi prefabbricati in serie in stabilimento deve essere controllata mediante prove su manufatti di produzione corrente.

5.3. Progettazione.

5.3.1.

Il calcolo delle tensioni massime ed il dimensionamento diretto delle sezioni deve, di regola, essere eseguito con i metodi della scienza delle Costruzioni, assumendo come sezione resistente quella costituita dalle aree compresse di laterizio e di conglomerato e dalle aree metalliche affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione n (cfr. paragrafo 2.6.).

Per i solai formati con elementi prefabbricati, il calcolo delle tensioni deve essere effettuato tenendo conto di tutte le fasi intermedie e transitorie.

5.3.2.

Le tensioni ammissibili nel conglomerato e nelle armature metalliche sono quelle prescritte al paragrafo 2.

Per il laterizio la compressione non deve superare 65 kg/cm² per sforzi agenti nella direzione dei fondi, ovvero 40 kg/cm² per sforzi in direzione normale ad essi sempre che, in questo secondo caso, il tipo costruttivo lo giustifichi.

5.3.3.

Sono anche ammesse verifiche a rottura secondo quanto prescritto al paragrafo 2.7. e verifiche con riferimento a prove su elementi di serie secondo quanto indicato al paragrafo 2.8.

5.3.4.

Lo spessore dei solai, che non siano di semplice copertura, non deve essere minore di 1/30 della luce ed in nessun caso minore di 8 cm.

Per i solai a nervature incrociate tale limite è ridotto ad 1/40

La freccia teorica d'inflessione non deve superare 1/1.000 ed 1/500 della luce minima, rispettivamente per il solo sovraccarico e per il carico totale.

5.3.5.

Nel calcolo di reazioni iperstatiche e di deformazioni, in mancanza di determinazioni dirette, il modulo di elasticità del laterizio può assumersi uguale a quello del conglomerato cementizio impiegato.

5.3.6.

Nei solai di cui al paragrafo 5.1.1. lettera *a*) lo spessore medio della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm; agli effetti del calcolo si può considerare collaborante con la soletta di conglomerato lo spessore del laterizio a diretto contatto di essa.

Nei solai di cui al paragrafo 5.1.1. lettera *b*) la zona rinforzata di laterizio costituente soletta deve soddisfare i seguenti requisiti

— possedere spessore non minore di 1/5 dell'altezza per solai con altezza fino a 25 cm e spessore non minore di 5 cm per solai con altezza maggiore;

— avere area effettiva dei setti e delle pareti, misurata in qualunque sezione normale alla direzione dello sforzo di compressione, non minore del 50 % della superficie lorda.

5.3.7.

La larghezza media delle nervature non deve essere minore di 1/8 dell'interasse. L'interasse delle nervature non deve essere maggiore di 15 volte lo spessore medio della soletta e in ogni caso non deve superare 80 cm. Nel calcolo si può ammettere come partecipante una striscia di soletta di larghezza pari all'interasse.

Possono considerarsi appartenenti alla nervatura le pareti laterali di laterizio formanti cassero, sempre che sia assicurata l'aderenza fra i due materiali.

5.3.8.

Quando agiscano carichi concentrati che incidono in misura considerevole sulle sollecitazioni di calcolo, o quando sia sensibile il comportamento a piastra, la soletta deve essere munita di armatura disposta normalmente all'asse della nervatura e, occorrendo, anche di nervature trasversali armate.

Particolare attenzione deve essere dedicata alla sicurezza al distacco di parti laterizie, specialmente in dipendenza di sforzi trasversali anche di carattere secondario.

5.4. Esecuzione.

5.4.1.

Nei solai, la cui armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve risultare contornata in ogni direzione da uno spessore minimo di 5 mm di malta cementizia. In presenza di salsedine marina, o ambiente comunque aggressivo, il solaio deve essere protetto mediante intonaco cementizio.

5.4.2.

Prima di procedere all'impiego i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

5.4.3.

Per gli elementi prefabbricati non devono impiegarsi malte cementizie con dosature minori di 450 kg/m³ di sabbia, nè conglomerati di classe minore della 225.

6. PROVE DI CARICO.

Le opere non possono essere poste in servizio prima di essere state assoggettate a prove di carico. Queste non possono aver luogo prima che sia stata raggiunta la resistenza che caratterizza la classe di conglomerato prevista e, in mancanza di precisi accertamenti al riguardo, non prima di 28 giorni dalla ultimazione del getto.

Il programma delle prove deve essere sottoposto al direttore dei lavori ed al progettista e reso noto al costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal collaudatore e sotto la responsabilità del direttore dei lavori.

I carichi di prova devono essere, di regola, tali da indurre le sollecitazioni massime di progetto. In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove devono essere convenientemente protratte nel tempo.

L'esito della prova è ritenuto soddisfacente quando:

— le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;

— nel corso della prova non si siano prodotte lesioni o dissesti che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera;

— la freccia permanente dopo la prima applicazione del carico massimo non superi 1/3 di quella totale ovvero, nel caso che tale limite venga superato, prove di carico successive accertino che la struttura è in grado di raggiungere un buon comportamento elastico;

— la freccia elastica risulti non maggiore di quella teorica, calcolata tenendo conto di quanto indicato al paragrafo 2.10. e della eventuale presenza di microfessurazioni.

Di ogni prova di carico deve essere redatto un verbale sottoscritto dal collaudatore, dal direttore dei lavori e dal costruttore.

Quando le opere siano ultimate prima della nomina del collaudatore, le prove di carico possono essere eseguite dal direttore dei lavori, che ne redige verbale sottoscrivendolo assieme al costruttore. È facoltà del collaudatore controllare, far ripetere ed integrare le prove precedentemente eseguite.

NORME TECNICHE PER L'IMPIEGO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

0.1 Oggetto delle norme.

Le Norme tecniche si applicano agli elementi strutturali precompressi ed a quelli ottenuti associando elementi precompressi ad altri non precompressi quali, ad esempio, gli insiemi costituiti da nervature precompresse con soletta non precompressa. Non si applicano a quelle opere per le quali vige un regolamento speciale.

0.2. Simbologia.

σ'_b	tensione ammissibile del conglomerato a compressione
$\bar{\sigma}_b$	tensione ammissibile del conglomerato a trazione
R'_{bk}	resistenza cubica caratteristica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
R'_{bkj}	resistenza cubica caratteristica del conglomerato a j giorni di stagionatura
R_{bk}	resistenza caratteristica a trazione del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
R_{bkj}	resistenza caratteristica a trazione del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
R'_{bm}	resistenza media dei prelievi di conglomerato a 28 giorni di stagionatura
R_{ak}	tensione di rottura caratteristica dell'acciaio
$R_{ak}(S)$	tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio (barre)
$R_{ak}(0,1)$	tensione caratteristica dell'acciaio allo 0,1%
$R_{ak}(0,2)$	tensione caratteristica dell'acciaio allo 0,2%
$R_{ak}(1)$	tensione caratteristica dei trefoli all'1% sotto carico
σ_{ap}	tensione di servizio dell'acciaio di precompressione
σ_{api}	tensione iniziale dell'acciaio di precompressione
σ_{ao}	tensione ammissibile dell'acciaio ordinario
E'_b	modulo di elasticità convenzionale del conglomerato
E_a	modulo di elasticità convenzionale dell'acciaio
b	larghezza delle nervature
b_0	larghezza della soletta collaborante
t	braccio delle forze interne
A_o	area dell'armatura ordinaria
A_p	area dell'armatura di precompressione
B	area compressa del conglomerato

Strutture ad armatura pre-tesa: quelle nelle quali l'armatura è messa in tensione prima del getto del conglomerato.

Strutture ad armatura post-tesa: quelle nelle quali l'armatura è messa in tensione dopo l'indurimento del conglomerato.

0.3. Tabelle UNI.

Le tabelle UNI richiamate sono quelle in vigore all'atto dell'emanazione della presente normativa.

Capitolo 1

CONGLOMERATI CEMENTIZI

1.1. Materiali.

1.1.1. *Inerti.*

Gli inerti naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi, privi di parti friabili, polverulente terrose, e di sostanze comunque nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature; queste caratteristiche devono essere continuamente controllate durante l'esecuzione dell'opera.

Le massime dimensioni degli inerti devono essere fissate in modo che il conglomerato possa passare agevolmente attraverso le maglie dell'armatura tenuto conto, nelle strutture particolarmente sottili, dell'effetto parete anche con riguardo all'efficacia del sistema di costipamento previsto.

1.1.2. *Acqua.*

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, non contenere sali in percentuali dannose e non essere aggressiva.

1.1.3. *Leganti.*

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia. L'impiego dei cementi di tipo *C* è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

1.2. Impasti.

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Sulla base degli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato all'accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

1.3. Controlli sul conglomerato.

La determinazione della resistenza caratteristica del conglomerato si effettua con le modalità indicate nell'allegato 1

Salvo determinazione diretta, la resistenza caratteristica a trazione viene assunta pari a

$$R_{bk} = 7 + 0{,}06 \quad R'_{bk} \text{ kg/cm}^2$$

la resistenza a trazione per flessione viene assunta pari al doppio di tale valore.

1.4. Classi del conglomerato e tensioni normali ammissibili.

Si distinguono, di norma, le seguenti classi di qualità del conglomerato, individuate dal numero che esprime, in kg/cm², la resistenza caratteristica cubica a 28 gg. di maturazione 300 400 500 550. Per le classi 400 - 500 550 sono richiesti studi preliminari e controlli statistici continuativi in corso d'impiego. La classe 550 vale per le sole produzioni in stabilimento. Non possono essere utilizzati conglomerati aventi resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 gg. inferiore a 300 kg/cm². Nei calcoli statici non può essere considerata una resistenza caratteristica superiore a 550 kg/cm².

1.4.1 *Tensioni di esercizio.*

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}'_b = 0{,}38 \ R'_{bk}$. Sono ammesse tensioni di trazione al massimo uguali a $\bar{\sigma}_b = 0{,}06 \ R'_{bk}$, a condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio ad aderenza migliorata, opportunamente diffuse, in misura tale che il prodotto della loro sezione complessiva, per il tasso convenzionale di 1800 kg/cm², corrisponda all'intero sforzo di trazione e calcolato a sezione interamente reagente.

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura sussidiaria longitudinale non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Per le travi ad armatura pre-tesa sono ammesse tensioni di trazione fino a $0{,}03 \ R'_{bk}$, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purchè l'armatura pretesa sia ben diffusa nelle zone soggette a trazione.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi, nei seguenti casi

a) quando la fessurazione compromette la funzionalità della struttura;

b) in tutte le strutture sotto l'azione del solo carico permanente (peso proprio e sovraccarico permanente), ove il sovraccarico possa incrementare le trazioni;

c) nelle strutture site in ambiente aggressivo;

d) nelle strutture costruite per conci prefabbricati, nelle quali non si possa sperimentalmente dimostrare che il giunto dispone di una resistenza a trazione almeno equivalente a quella della zona corrente.

1.4.2. *Tensioni iniziali.*

All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}'_b = 0{,}48 \ R'_{bkj}$: essendo R'_{bkj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a *j* giorni di stagionatura, calcolata con le stesse modalità di cui al punto 1.3. per R'_{bk}.

Sono ammesse tensioni di trazione $\bar{\sigma}_b = 0{,}08 \quad R'_{bkj}$ fermo restando l'obbligo, specificato in 1.5.1., di disporre armature metalliche come ivi indicato, ma proporzionate al tasso convenzionale massimo di 2200 kg/cm².

Nelle travi ad armatura pre-tesa sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a $0{,}04 \ R'_{bkj}$ senza aggiunta di armatura sussidiaria purchè l'armatura pretesa sia ben diffusa nella zona soggetta a trazione. Qualora si ammettano tensioni iniziali elevate si dovrà considerare il rischio che le controfrecce assumano nel tempo valori eccessivi.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione è consentito superare nel conglomerato il limite a trazione innanzi stabilito purchè le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte in conformità a quanto previsto nel paragrafo 1.5.1., dovranno verificarsi in conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale. La resistenza a trazione del conglomerato nelle zone virtualmente fessurate non potrà tenersi in conto nelle verifiche a taglio e nella eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a

$$\frac{R'_{bk}}{1{,}3}$$

L'area di ripartizione dello sforzo di precompressione, nell'ipotesi di distribuzione uniforme viene assunta, per travi con testata prefabbricata, pari ad

$$A = \pi \, (r + s)^2$$

per testa di ancoraggio circolare, in cui *r* è il raggio dell'ancoraggio ed *s* lo spessore della testa prefabbricata, ed

$$A = (a + 2s) \quad (b + 2s)$$

per testa di ancoraggio rettangolare, in cui *a* e *b* sono le dimensioni dell'ancoraggio. Dalle aree suddette va dedotta quella del foro di passaggio del cavo. Comunque l'area di diffusione non può superare il doppio di quella effettiva di base dell'apparecchio.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano applicati sulla superficie del conglomerato, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio, tanto maggiormente se le superfici laterali sono scabre ed assicurano una ottima aderenza.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

1.5. Tensioni ammissibili di taglio.

1.5.1 *Carattere delle verifiche.*

La verifica della sollecitazione di taglio comporta:

a) la determinazione delle tensioni principali;

b) il calcolo eventuale delle armature (vedi paragrafo 3.3).

1.5.2. *Tensioni principali.*

Di regola la determinazione di cui alla lettera *a*) si effettua convenzionalmente in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione trasversale, tenendo conto di tutti gli sforzi agenti, ivi compreso l'intero valore della precompressione.

Per forme di sezione particolari, potrà essere necessario accertare che la verifica suddetta sia effettivamente significativa per tutte le fibre della sezione.

Le tensioni principali di trazione e compressione non debbono superare i limiti fissati al para rafo 1 4. Quando la tensione principale di trazione supera i $\frac{2}{3}$ dei limiti sopraindicati le tensioni principali di compressione non devono superare $0{,}24\ R'_{bk}$.

Per valori della tensione principale di trazione minori o eguali a $0{,}02\ R'_{bk}$ non è richiesto il calcolo delle armature resistenti a taglio, ma devono disporsi nelle travi almeno tre staffe al metro e la sezione complessiva delle staffe per metro lineare di trave non deve essere inferiore a $0{,}15\ b$ cm²/m, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in cm. Le staffe debbono essere collegate da apposite armature longitudinali.

Nella valutazione delle tensioni occorrerà considerare la sezione trasversale depurata dei fori di passaggio dei cavi.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione, il valore ammissibile della tensione principale di trazione potrà essere aumentato del 10%, fermi restando i limiti stabiliti per tale tensione nella verifica riferita al solo taglio. Qualora necessario, si dovrà verificare la sezione di attacco all'anima della suola delle travi a T o a cassone.

1.5.3. *Travi a conci.*

Nelle travi a conci con giunti lisci riempiti con malta cementizia il rapporto fra lo sforzo di taglio e lo sforzo normale non deve superare in corrispondenza dei giunti il valore 0,35. Qualora tale rapporto risulti maggiore di 0,35 le superfici dei conci contigui debbono essere munite di apposite dentellature.

1.6. MODULO ELASTICO.

Per il modulo elastico, in mancanza di diretta sperimentazione, si assume in sede di progetto il valore:

$$E'_b = 18.000 \sqrt{R'_{bk}} \ \text{kg/cm}^2$$

Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

1.7. DEFORMAZIONI LENTE.

1.7.1 *Ritiro.*

Il ritiro è mediamente pari a 0,0004. Per il calcolo delel cadute di tensione, salvo più precise valutazioni sperimentali si assumeranno i seguenti valori:

0,0003 se la struttura viene precompressa prima di 14 giorni di stagionatura;

0,00025 se la struttura viene precompressa dopo 14 giorni di stagionatura.

Per strutture particolarmente sottili dovranno adottarsi valori superiori.

1.7.2. *Viscosità.*

La deformazione lenta sotto carico, depurata del ritiro, deve valutarsi pari ad almeno 2 volte la deformazione elastica, sempre che la struttura venga sollecitata non prima di 14 giorni di stagionatura.

Se la struttura viene invece sollecitata entro un tempo minore, la deformazione lenta sotto carico si assumerà non inferiore a 2,3 volte la deformazione elastica.

Se la maturazione del conglomerato avviene con procedimenti particolari, è ammessa l'adozione di un minor valore della deformazione lenta purchè sperimentalmente giustificato.

Il calcolo della caduta di tensione per viscosità dovrà essere effettuato con riferimento alla tensione che nella sezione considerata, agisce sulla fibra di conglomerato posta al livello dell'armatura.

Nelle travi, ad armatura pre-tesa, nella esecuzione delle quali intercorre sempre un intervallo di tempo tra la tesatura e l'applicazione dello sforzo di precompressione al conglomerato, il calcolo della deformazione elastica del calcestruzzo, necessario per la successiva valutazione di quella differita nel tempo, dovrà basarsi sul valore assunto dalla tensione nell'acciaio al momento dell'applicazione dello stato di coazione al conglomerato, desunto dalla curva sperimentale di rilassamento determinata in condizioni simili a quelle presenti in fase esecutiva, ponendo particolare attenzione all'influenza sul rilassamento dell'acciaio dell'eventuale riscaldamento utilizzato per accelerare l'indurimento del conglomerato.

1.7.3. *Ritaratura.*

Quando si procede alla ritaratura delle tensioni non prima di 21 giorni dopo la messa in tiro, le cadute per ritiro e deformazione lenta sotto carico del conglomerato possono essere ridotte nella misura del 15%.

In attesa della ritaratura, e fino al momento delle iniezioni nei cavi, occorre proteggere l'armatura dall'ossidazione. Le iniezioni dovranno essere eseguite entro e non oltre 28 giorni a partire dalla messa in tensione, salvo casi eccezionali nei quali vengano adottati accorgimenti speciali al fine di evitare che possano iniziare fenomeni di corrosione.

CAPITOLO 2

ACCIAI

2.1. GENERALITÀ.

Le prescrizioni seguenti si riferiscono agli acciai per armature da precompressione forniti sotto forma di:

Fili: elementi di sezione piena che possano fornirsi avvolti in matasse;

Barre: elementi di sezione piena che possano fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei.

Trecce: gruppi di 2 o 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili della treccia;

Trefoli: gruppi di fili avvolti ad elica in uno o più strati intorno ad un filo rettilineo disposto secondo l'asse longitudinale dell'insieme e completamente ricoperto dagli strati. Il passo e il senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili di uno stesso strato.

Fili e barre possono essere lisci, ondulati, con impronte, tondi o di altre forme; vengono individuati mediante il diametro nominale o il diametro equivalente riferito alla sezione circolare equipesante.

Gli altri tipi di armature, non compresi nel precedente elenco, saranno individuati attraverso un adeguato numero di grandezze geometriche e meccaniche con criteri analoghi a quelli previsti per i tipi attualmente in uso.

2.2. Composizione chimica.

Il produttore deve controllare la composizione chimica al fine di garantire le proprietà meccaniche prescritte.

2.3. Grandezze geometriche e meccaniche.

Si debbono controllare, secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei paragrafi 2.3 e 2.4, le grandezze qui di seguito elencate

$\varnothing$	diametro;
A	area della sezione;
R_a	tensione di rottura;
$R_a(S)$	tensione di snervamento (per le barre);
$R_a(0,1)$	tensione allo 0,1% (per fili, trecce);
$R_a(0,2)$	tensione allo 0,2% (per fili, trecce);
$R_a(1)$	tensione all'1% sotto carico (per trefoli);

l'aggiunta dell'indice k indica il valore caratteristico

l	allungamento a rottura;
E_a	modulo elastico apparente;
N	numero dei piegamenti nella prova di piegamento alternato (per fili);
a (180°)	piegamento a 180° (per fili e barre) (designazione convenzionale);
L	limite di fatica;
r	rilassamento;
—	diagramma sforzi deformazioni.

I valori delle grandezze:

$$R_{ak},\ R_{ak}(0,1),\ R_{ak}(0,2),\ R_{ak}(1),\ R_{ak}(S)$$

ed eventualmente delle:

$$L,\ r$$

debbono fare oggetto di garanzia da parte del produttore e figurare in opportuno catalogo.

Le presenti Norme prevedono due forme di controlli:

— controlli in cantiere;

— controllo nello stabilimento di produzione dell'acciaio.

I controlli eseguiti in cantiere, si riferiscono a lotti di spedizione. I controlli eseguiti in stabilimento, si riferiscono a lotti di fabbricazione.

Lotti di spedizione

lotti del peso massimo di 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione).

Lotti di fabbricazione :

si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (numero di rotolo finito, della bobina di trefolo e del fascio di barre). Un lotto di fabbricazione deve avere grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) ed essere di peso compreso tra 30 t e 100 tonnellate.

Qualunque sia la forma di controllo adottata, il produttore dovrà accompagnare tutte le spedizioni con un proprio certificato di collaudo riferentesi ad un numero di prove almeno pari a quello indicato nella colonna 2 della tabella 1.

È fatto obbligo ai produttori di tenere un catalogo aggiornato della loro produzione, che deve essere depositato presso il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

2.3.1. *Controlli in cantiere su acciai non controllati in stabilimento.*

I controlli in cantiere, obbligatori quando non siano stati effettuati i controlli in stabilimento con le modalità di cui al paragrafo 2.3.3, si effettuano su ciascun lotto di spedizione a cura di un laboratorio ufficiale su campione prelevato dalla direzione lavori. Il campione è costituito da almeno 10 saggi prelevati da altrettanti rotoli, bobine o fasci. Se il numero dei rotoli, bobine o fasci costituenti il lotto è inferiore a 10, da alcuni rotoli o bobine verranno prelevati due saggi, uno da ciascuna estremità. Per le barre verranno prelevati due saggi da due barre diverse dello stesso fascio.

Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, bobina o fascio di provenienza.

I saggi vengono utilizzati per l'esecuzione delle prove nel numero minimo indicato nella colonna 3 della tabella 1.

Indicando con n il numero dei saggi prelevati, i corrispondenti valori caratteristici g_{kn} di R_{ak}, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ sono dati dalla relazione:

$$g_{kn} = g_{mn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right)\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)\delta_n \qquad \text{(a)}$$

ove:

$$g_{mn} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{i=n} g_i \qquad \text{(b)}$$

è la media degli n valori di g_i trovati, e

$$\delta_n = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{i=n}(g_i - g_{mn})^2} \qquad \text{(c)}$$

è lo scarso quadratico medio.

Qualora lo scarto quadratico medio calcolato a mezzo della formula (c) risulti inferiore al 2% del corrispondente valore medio, lo scarto da prendere in conto nella formula (a) dovrà essere uguale a $0,02\ g_{mn}$.

I controlli delle grandezze $\varnothing$, l, N o a (180°) vanno effettuati su tutti i saggi prelevati.

I controlli della fatica (L) e del rilassamento (r) sono facoltativi.

Il controllo della resistenza a fatica è obbligatorio almeno una volta per ogni lotto di spedizione, qualora l'oscillazione della tensione di esercizio nella struttura, che può dare luogo a fenomeni di fatica per l'elevato numero di ripetizioni probabili, superi 6 kg/mm².

2.3.2. *Condizioni di accettazione dei prodotti controllati in cantiere.*

Se i valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ non rispettano la garanzia di cui al catalogo del produttore, è concesso di estendere il controllo ad un numero doppio di saggi applicando all'insieme dei risultati disponibili le formule (a), (b) e (c). Se anche dopo tale ulteriore controllo la garanzia non risultasse ancora rispettata, il lotto può essere scartato, oppure, a giudizio del direttore dei lavori, utilizzato attribuendogli i valori caratteristici trovati.

Analoga procedura si applica qualora lo scarto tipo superi il 3% del valore medio per R_a, 4% per $R_a(S)$, $R_a(0,2)$, $R_a(1)$. Se tali limiti non risultano rispettati dopo che si sia controllato un numero doppio di saggi il lotto viene scartato.

Se in un rotolo, bobina o fascio le grandezze $\varnothing$, l, E_a, N o α (180°) ed eventualmente L, r non rispettano le prescrizioni contenute nei paragrafi 2.4, 2.6.2. e nei dati del catalogo, si debbono ripetere le prove che hanno dato esito non conforme su due saggi dello stesso rotolo, bobina o fascio. Se i risultati delle prove sono tutti conformi il lotto è accettato; in caso contrario il relativo rotolo, bobina, o fascio viene scartato e la prova viene ripetuta su saggi prelevati da altri due rotoli, bobine o fasci dello stesso lotto che dovranno dare entrambi risultati conformi per l'accettazione del lotto.

2.3.3. *Controlli in stabilimento.*

I produttori possono richiedere l'esecuzione, presso i propri stabilimenti di produzione, di prove a carattere statistico sotto il controllo di un laboratorio ufficiale secondo le modalità riportate nei successivi paragrafi. Il controllo di qualità può anche essere affidato ad Organismi ufficialmente riconosciuti.

2.3.4. *Prove di qualificazione.*

Presso lo stabilimento di produzione vengono prelevate senza preavviso da parte del laboratorio ufficiale, serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di fabbricazione diversi. I 10 lotti di fabbricazione presi in esame per le prove di qualificazione debbono essere costituiti da prodotti della stessa forma (cfr. 2.1) ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. Gli acciai debbono essere raggruppati in categorie nel catalogo del produttore ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze $\varnothing$, R_a, l, $R_a(S)$, $R_a(0,1)$, $R_a(0,2)$, $R_a(1)$, E_a, N, ovvero α (180°) (cfr. tabella I) sotto il controllo di un laboratorio ufficiale. Le relative prove possono venire eseguite presso il laboratorio dello stabilimento di produzione, previo controllo della taratura delle macchine di prova; ove ciò non fosse possibile, verranno eseguite presso un laboratorio ufficiale.

Le grandezze L e r sono determinate su saggi provenienti da 5 lotti, in numero di 3 saggi per ogni lotto.

Le prove di rilassamento non sono indispensabili per la qualificazione dell'armatura. In mancanza di dati si possono adottare le prescrizioni relative agli acciai controllati in cantiere (cfr. paragrafo 2.8).

Le prove di fatica non sono indispensabili per la qualificazione degli acciai indicati in catalogo come non adatti a sopportare oscillazioni di tensione superiori a 6 kg/mm². che possano dar luogo a fatica.

I valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ vengono determinati come segue

indicando con n il numero dei saggi prelevati, i corrispondenti valori caratteristici g_{kn} sono dati da

$$g_{kn} = g_{mn} - \left(1{,}64 + \frac{10}{n}\right)\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)\delta_n \qquad (a')$$

ove

$$g_{mn} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{i=n} g_i \qquad (b')$$

è la media degli n valori di g_i trovati e

$$\delta_n = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{i=n}(g_i - g_{mn})^2} \qquad (c')$$

è lo scarto quadratico medio.

2.3.5. *Prove di verifica della qualità.*

Vengono effettuati controlli saltuari, a cura di un laboratorio ufficiale, su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ciascuna categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti per ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopraluoghi.

Su tali saggi il laboratorio ufficiale determina le grandezze $\varnothing$, R_{ak}, l, $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$, E, N o α (180°). Per la grandezza r, i controlli si effettuano due volte per trimestre su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

Per la determinazione dei valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ i corrispondenti risultati vanno introdotti nelle precedenti espressioni (a'), (b'), e (c') le quali vanno sempre riferite da 10 serie di 5 saggi corrispondenti alla stessa categoria di armatura, da aggiornarsi ad ogni prelievo aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo.

Se i valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ non rispettano la garanzia di cui al catalogo del produttore, la produzione viene declassata attribuendole i valori caratteristici trovati.

I certificati di qualificazione e di verifica, di cui ai paragrafi 2.3.4. e 2.3.5. non possono essere rilasciati se lo scarto quadratico medio δ_{50} supera il 3% del valore medio per R_a, il 4% per $R_a(S)$, $R_a(0,2)$, $R_a(1)$.

Se in un rotolo, bobina o fascio le grandezze non rispettano quanto indicato nei paragrafi 2.4. 2.6.2. e nel catalogo del produttore, le prove sfavorevoli si ripetono su 4 saggi dello stesso rotolo, bobina o fascio e su 8 saggi provenienti da altri rotoli, bobine o fasci. Se i risultati sono tutti favorevoli i certificati possono essere rilasciati, in caso contrario la qualificazione viene sospesa e la procedura prevista al paragrafo 2.3.5. ripresa *ab initio*.

Per il rilassamento i risultati delle prove debbono essere conformi ai dati di catalogo del produttore. Se tale condizione non è soddisfatta si effettuano tre nuove prove ed i risultati devono essere contenuti entro il limite suddetto. Altrimenti la qualificazione relativa al rilassamento deve essere ripetuta.

2.3.6. *Condizioni di accettazione di prodotti controllati in stabilimento.*

Tutte le forniture di acciai sottoposti a controlli in stabilimento possono essere accettate senza ulteriori controlli se accompagnate da un certificato di un laboratorio ufficiale riferentesi al tipo di armatura di cui trattasi e munite di un sigillo sulle legature con marchio del produttore. La data del certificato deve essere non anteriore di 3 mesi a quella

di spedizione. Limitatamente alla resistenza a fatica e al rilassamento il certificato è valido se ha data non anteriore di un anno alla data di spedizione.

Qualora in cantiere non si possa individuare in modo incontrovertibile l'origine del materiale, dovrà essere richiesta dal direttore dei lavori l'effettuazione, a cura di un laboratorio ufficiale, dei controlli come prescritti ai paragrafi 2.3.1 e 2.3.2.

Qualora il direttore dei lavori ritenesse di ricontrollare in cantiere forniture di acciai già sottoposti a controlli in stabilimento e che rispondano ai requisiti di cui sopra, valgono le seguenti norme. Effettuato un prelievo di numero dieci saggi provenienti da una stessa fornitura ed appartenenti ad una stessa categoria ai sensi del paragrafo 2.3.4. si determinano mediante prove effettuate presso un laboratorio ufficiale i corrispondenti valori medi di R_a, $R_a(0,2)$, $R_a(1)$, $R_a(S)$ ed i relativi scarti quadratici indicati rispettivamente con le notazioni $\bar{x}$ per il valore medio, s per lo scarto quadratico, controllando peraltro le grandezze $\varnothing$, l, E_a, N o α (180°). I risultati vengono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se le grandezze, $\varnothing$, l, E_a, N o α (180°) rispettano le prescrizioni di cui al paragrafo 2.4. e se sono verificate le seguenti disuguaglianze

$$\bar{x} \geqq 1{,}03\ R_{ak},$$

$$s \leqq 0{,}05\ R_{ak};$$

per le grandezze $R_a(0,2)$, $R_a(1)$, $R_a(S)$:

$$\bar{x} \geqq 1{,}04 \begin{cases} R_{ak}(0,2), \\ R_{ak}(1), \\ R_{ak}(S), \end{cases}$$

$$s \leqq 0{,}07 \begin{cases} R_{ak}(0,2), \\ R_{ak}(1), \\ R_{ak}(S). \end{cases}$$

Nelle formule suddette i valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$, $R_{ak}(S)$ sono quelli che figurano nel catalogo del produttore.

Se tali ineguaglianze non sono verificate, o se non sono rispettate le prescrizioni del paragrafo 2.4., valgono le disposizioni di cui ai paragrafi 2.3.1., 2.3.2.

2.3.7. *Criteri di accettazione riguardanti le prove di duttilità e le tolleranze dimensionali.*

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione o di verifica non soddisfi i requisiti richiesti per le grandezze $\varnothing$, l, E_a, N, α (180°), L, r, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al paragrafo 2.4. vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascun prelievo. Qualora la tolleranza sulla sezione superi ± 2%, il certificato di verifica deve riportare i diametri medi effettivi.

2.4. DETERMINAZIONE DELLE PROPRIETÀ E TOLLERANZE.

2.4.1. *Diametro e sezione.*

L'area della sezione delle trecce e dei trefoli si valuta come somma delle aree dei singoli fili.

La misura delle dimensioni trasversali nei fili con impronta non deve essere effettuata in corrispondenza delle impronte stesse.

Sui valori nominali sono ammesse le seguenti tolleranze:

	Diametri apparenti		Sezioni	
fili	— 1%	+ 1%	— 2%	+ 2%
barre	— 1%	+ 2%	— 2%	+ 4%
trecce e trefoli			— 2%	+ 3%

Nei calcoli statici si adotteranno, di norma, le sezioni nominali se le sezioni effettive non risultano inferiori al 99% di quelle nominali.

Qualora le sezioni effettive risultassero inferiori a tale limite, nei calcoli statici non dovranno essere adottate le sezioni nominali, ma quelle effettive.

I valori delle grandezze $\varnothing$ e A dovranno figurare nei certificati di qualificazione e di verifica.

2.4.2. *Tensione di rottura* R_a.

La determinazione si effettua per mezzo della prova a trazione su barre (secondo UNI 556), su fili (secondo UNI 5292-63) e su trecce o trefoli (secondo UNI 3171).

2.4.3. *Allungamento a rottura.*

Per barre e fili la determinazione viene eseguita per accostamento dopo rottura (secondo UNI 556).

La base di misura, delimitata in modo da non indebolire la provetta, sarà:

per $d < 5$ mm $m = 50$ mm

per $d \geqq 5$ mm $m = 10\,d$.

$m = 11{,}3 . \sqrt{A}$

L'allungamento percentuale corrispondente dovrà risultare non inferiore a $(3 + 0{,}4\ d)$ (con d in mm) per i fili con $d < 5$ mm e non inferiore al 5% per i fili con $d \geqq 5$ mm e al 7% per le barre.

Per le trecce e i trefoli la determinazione si effettua allo istante della rottura con una prova a trazione (secondo UNI 3171), su base rispettivamente di 200 mm per le trecce e di 600 mm per i trefoli. L'allungamento così valutato deve risultare non inferiore al 3,5%. La prova deve essere ripetuta se la rottura si produce esternamente al tratto di misura qualora l'allungamento risulti inferiore al limite sopraindicato.

2.4.4. *Limiti allo* 0,1% *e* 0,2%.

I valori dei limiti convenzionali $R_a(0,1)$ e $R_a(0,2)$ si ricavano dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni, ottenuto con prove a trazione eseguite secondo UNI 556 per i fili e secondo UNI 3171 per le trecce o con procedimenti equivalenti.

I singoli valori unitari devono essere riferiti alle corrispondenti sezioni iniziali.

Il valore del limite 0,2% deve risultare compreso tra l'80% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura R_a.

2.4.5. *Tensione di snervamento.*

Il valore della tensione di snervamento $R_a(S)$ si ricava dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova a trazione (secondo UNI 556). Esso deve essere compreso fra $0{,}75 \cdot R_a$ e $0{,}95\ R_a$. Qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile si sostituisce $R_a(S)$ con $R_a(0,2)$.

2.4.6. *Modulo apparente di elasticità.*

Il modulo apparente di elasticità è inteso come rapporto fra la tensione media e l'allungamento corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione $0,1 \div 0,4\ R_{ak}$.

Sono tollerati scarti del $\pm$ 7% rispetto al valore garantito.

2.4.7. *Tensione all'1%.*

La tensione corrispondente all'1% di deformazione totale deve risultare non inferiore a $0,80\ R_a$ e non superiore a $0,95\ R_a$.

2.4.8. *Piegamenti alterni.*

La prova di piegamenti alterni si esegue su fili aventi o $\varnothing \leq 8$ mm secondo la UNI 5294-64 con rulli di diametro pari a 4 $\varnothing$.

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili ondulati con impronte.

2.4.9. *Prova di piegamento a* (180°).

La prova di piegamento si esegue su fili aventi $\varnothing \geq 8$ mm e per le barre secondo la UNI 564.

L'angolo di piegamento deve essere di 180° e il diametro del mandrino deve essere pari a 5 volte il diametro del filo o della barra per $\varnothing \leq 26$ mm; pari a 6 volte il diametro per $\varnothing > 26$ mm.

2.4.10. *Resistenza a fatica.*

La prova viene condotta secondo la UNI 3964 con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra una tensione superiore σ_s e una tensione inferiore σ_i.

Il risultato della prova è ritenuto soddisfacente se la provetta sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli. La frequenza di prova deve rimanere compresa fra 200 e 2500 cicli/1'

Come alternativa a tale procedimento è possibile determinare sperimentalmente l'ampiezza limite di fatica L a 2.10^6 cicli, in funzione della tensione media σ_m.

2.4.11 *Rilassamento a temperatura ordinaria.*

Si determina il diagramma della caduta di tensione a lunghezza costante ed a temperatura $T = 20° \pm 1°$C a partire dalla tensione iniziale e per la durata stabilita.

Caratteristiche della provetta.

La provetta deve essere sollecitata per un tratto non inferiore a 100 cm; la lunghezza del saggio deve essere almeno 125 cm per tener conto degli ancoraggi. Nella zona sollecitata la provetta non deve subire alcuna lavorazione nè pulitura.

Carico iniziale.

La tensione iniziale deve essere applicata con velocità pari a 50 ± 5 kg/mm² per minuto e mantenuta per 2 minuti $\pm$ 2 secondi prima dell'inizio della misura.

Quando le necessità operative lo richiedano, è ammessa una pretensione inferiore al 40% della tensione iniziale ed al 30% di quella di rottura (determinata su una provetta contigua).

Il carico iniziale deve avere precisione 1% quando inferiore a 100 t; 2% quando superiore.

Precisione della misura.

La caduta di sforzo (rilassamento) va misurata con precisione $\pm$ 5%, pertanto il principio di funzionamento dell'apparato, la sensibilità dei singoli strumenti rilevatori, la posizione di questi ecc. debbono esser tali da garantire detta precisione.

2.5 REQUISITI.

Gli acciai possono essere forniti in rotoli (fili, trecce, trefoli), su bobine (trefoli) in fasci (barre).

I fili debbono essere forniti in rotoli di diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il produttore deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

Ciascun rotolo di fili dovrà essere esente da saldature.

Sono ammesse le saldature sui fili componenti le trecce se effettuate prima della trafilatura; per i trefoli sono ammesse saldature anche durante l'operazione di cordatura purchè le saldature siano opportunamente distanziate e sfalsate.

2.5.1 *Condizioni degli acciai all'atto della messa in opera.*

All'atto della messa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

È tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con uno strofinaccio asciutto.

Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

2.5 2. *Prelievo dei saggi.*

I saggi destinati ai controlli non debbono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza.

I saggi debbono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio ufficiale di destinazione ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo successive.

I saggi debbono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

2.6. TENSIONI AMMISSIBILI PER GLI ACCIAI DA PRECOMPRESSO.

2.6.1

Le tensioni devono essere limitate ai seguenti valori:

— strutture ad armatura post-tesa:

fili o trecce $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0,85\ R_{ak}(0,2), \\ \sigma_{ap} \leq 0,60\ R_{ak}, \end{cases}$

trefoli $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0,85\ R_{ak}(1), \\ \sigma_{ap} \leq 0,60\ R_{ak}, \end{cases}$

barre $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0,85\ R_{ak}(S), \\ \sigma_{ap} \leq 0,60\ R_{ak}. \end{cases}$

Ai lembi sono ammesse sovratensioni, indotte dalla curvatura delle barre, del 10%. Volendo conseguire raggi minori di quelli consentiti dai limiti suddetti si dovranno preformare le barre mediante piegatura a freddo.

— strutture ad armatura pre-tesa

fili o trecce $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0,95\ R_{ak}(0,2), \\ \sigma_{ap} \leq 0,60\ R_{ak}, \end{cases}$

trefoli $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0,95\ R_{ak}(1), \\ \sigma_{ap} \leq 0,60\ R_{ak}. \end{cases}$

Il limite ammissibile indicato per σ_{ap} è il massimo di cui è consentita la presa in conto per valutare gli effetti favorevoli della precompressione.

A causa dell'attrito, le tensioni possono tuttavia superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto là dove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severo. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{api}.

Ciò può valere, fra l'altro, per la verifica al taglio in assenza del sovraccarico e per il comportamento a fatica degli acciai in prossimità degli ancoraggi.

2.6.2.

Negli acciai di pretensione possono ammettersi, per effetto dei sovraccarichi, incrementi dei limiti massimi di tensione di cui al paragrafo 2.6.1. non superiori a $0,06\ R_{ak}$.

Sotto l'effetto dei sovraccarichi, che possono dar luogo ad effetti di fatica per il grande numero di ripetizioni probabili, deve sussistere in ogni caso un rapporto di sicurezza 2, fra l'intervallo di tensione cui l'acciaio è capace di resistere a fatica e l'intervallo fra la massima e la minima tensione cui è soggetto l'acciaio nella struttura (ivi compresi gli eventuali effetti di curvatura). Il confronto va riferito ai risultati di prove effettuate assumendo come tensione media la semisomma di questi ultimi valori.

2.7. Cadute di tensione per rilassamento.

2.7.1.

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma^{\infty}_{r}$ ad una temperatura di 20°C e per una tensione iniziale $\sigma_{api} = 0,75\ R_{ak}$ può assumersi pari ai seguenti valori

Tipo di acciaio	$\Delta\sigma^{\infty}_{r}$
Acciai in tondo trafilati	$0,15\ \sigma_{api}$
Trecce	$0,20\ \sigma_{api}$
Trefoli	$0,18\ \sigma_{api}$
Barre laminate	$0,12\ \sigma_{api}$

Si ammette che, al variare della tensione iniziale, la caduta per rilassamento vari con legge parabolica e che il relativo diagramma, tracciato in funzione di σ_{api}, abbia ordinata nulla e tangente orizzontale per $\sigma_{api} = 0,4\ R_{ak}$.

La caduta a tempo infinito può altresì valutarsi partendo dalla media delle cadute misurate su almeno due campioni sottoposti a prove di rilassamento a 120 ore, applicando l'espressione:

$$\Delta\sigma^{\infty}_{r} = 3,5\,\Delta\sigma_{r\,120h} + 0,03\,(\sigma_{api} - 0,4\,R_{ak})$$

(valida per $\sigma_{api} \geq 0,4\ R_{ak}$)

si opererà di regola con:

$$\sigma_{api} = 0,75\ R_{a}$$

e, in mancanza di più precisi dati sperimentali, si ammetterà che la caduta vari in funzione di σ_{api} con la suddetta legge parabolica. Per le barre si rispetterà comunque il limite $\sigma_{api} \leq 0,85\ R_{ak}(S)$. Partendo dai risultati di prove a 120 ore non possono comunque assumersi cadute inferiori alla metà di quelle indicate nel precedente capoverso.

Qualora si disponga di prove a lunga durara, la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma^{\infty}_{r}$ si valuta mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_{r} = \Delta\sigma_{rt} + C\,(\Delta\sigma_{rt} - \Delta\sigma_{r1000})$$

dove $\Delta\sigma^{\infty}_{r\,1000}$ e $\Delta\sigma_{rt}$ sono rispettivamente le cadute per rilassamento di catalogo per 1000 ore e per tempo $t \geq 2000$ ore.

t in ore	C
2.000.	9
5.000.	3
10.000.	1,5

Per tener conto dell'influenza del valore della tensione iniziale si potrà, sia operare per $\sigma_{api} = 0,75\ R_{ak}$ ed adottare la legge di variazione parabolica sopraindicata sia operare sulle tre tensioni $0,55\ R_{ak}$, $0,65\ R_{ak}$, $0,75\ R_{ak}$, e dedurne una legge di variazione sperimentale.

Il rilassamento di armature che subiscano un ciclo termico dopo la messa in tensione è opportuno venga valutato sperimentalmente.

2.7.2. *Ritaratura delle tensioni.*

Quando si procede alla ritaratura delle tensioni non prima di 21 giorni dopo la messa in tiro, la caduta per rilassamento dell'acciaio può essere ridotta del 30%.

In nessun caso la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma^{\infty}_{r}$ corrispondente ad una tensione iniziale pari a $0,75\ R_{ak}$ e ad una temperatura di 20°C potrà essere assunta inferiore a $0,04\ \sigma_{api}$. Per altri valori della tensione iniziale, vale la legge di variazione parabolica sopraindicata.

2.7.3. *Interdipendenza fra le varie cadute di tensione.*

Per tener conto dell'influenza reciproca fra le cadute di tensione per ritiro e fluage, indicate globalmente con la notazione $\Delta\sigma_{art}$, e la caduta per rilassamento $\Delta\sigma^{\infty}_{r}$ valutata secondo le prescrizioni di cui ai punti 2.7.1., 2.7.2., questa ultima può essere ridotta al valore $\Delta'\sigma^{\infty}_{r}$ desunto dalla espressione:

$$\Delta'\sigma^{\infty}_{r} = \Delta^{\infty}_{r}\left(1 - \frac{2\,\Delta\sigma_{art}}{\sigma_{api}}\right)$$

La riduzione si applica alla sola frazione del rilassamento che avviene dopo l'applicazione dello stato di coazione al conglomerato. Tale avvertenza assume particolare importanza nel caso di maturazione a vapore.

Capitolo 3

CALCOLI STATICI

3.1 Generalità.

Il calcolo delle tensioni va effettuato considerando le combinazioni più sfavorevoli della precompressione, nei suoi diversi stadi, e delle diverse condizioni di carico corrispondenti alle successive fasi di costruzione e di esercizio.

Nel computo dell'entità geometrica delle sezioni vanno detratti gli eventuali vuoti per il passaggio dei cavi, quando complessivamente superino il 2% della sezione del conglomerato. Nelle strutture a cavi non ancora iniettati si considera come resistente la sezione di conglomerato depurata dei fori.

Nelle strutture a cavi iniettati si può considerare collaborante l'armatura di precompressione con coefficiente di omogeneizzazione uguale a 6.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio devono essere condotti nell'ipotesi di elasticità dei materiali, valutando peraltro gli effetti delle cadute di tensione per deformazioni lente.

Quando si eserciti la precompressione su una struttura vincolata in modo che ne risulti ostacolata la libera deformazione va tenuto conto dello stato di sollecitazione derivante dalle reazioni di iperstaticità.

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche si dovrà generalmente tener conto della variazione che lo sforzo di pretensione subisce lungo l'asse geometrico per effetto dell'attrito.

Nelle strutture ad armatura post-tesa la tensione iniziale nella sezione generica viene calcolata deducendo dalla tensione al martinetto le perdite per attrito lungo il cavo e per l'eventuale rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili bloccati (da non considerarsi nel computo di σ_{spi} di cui al paragrafo 2.6.1.). Si potrà tener conto altresì dell'effetto mutuo fra i cavi tesi successivamente indotto dalla deformazione elastica della struttura. Nelle strutture ad armatura pre-tesa va considerata la caduta di tensione per deformazione elastica.

Successivamente si valuteranno gli effetti delle deformazioni lente

ritiro,

« fluage » del conglomerato,

rilassamento dell'acciaio.

Le cadute legate alle condizioni di sollecitazione del conglomerato e dell'acciaio vanno valutate suddividendo idealmente la struttura in tronchi e considerando lo stato di tensione ivi agente nei due materiali.

Nelle strutture eseguite e precompresse in più fasi le cadute per deformazione lenta vanno valutate in ciascuna fase con riguardo alle caratteristiche geometriche, ai carichi esterni ed alla precompressione presenti in tale fase; le cadute relative a ciascuna quota saranno, di regola, riferite alla sezione alla quale tale quota viene applicata (eventuali semplificazioni dovranno essere impostate con criteri cautelativi).

Nelle strutture miste, quando si eseguono getti successivi, va tenuto conto, almeno in via approssimata, degli sforzi prodotti dalla differenza delle deformazioni lente del conglomerato delle parti solidarizzate.

Per le strutture staticamente indeterminate, quando vengono operate variazioni dello schema strutturale (es. cerniere provvisorie) va tenuto conto delle variazioni delle reazioni vincolari conseguenti alle deformazioni lente, con particolare riferimento all'età dei getti.

L'effetto dei numerosi fattori che influiscono sull'entità e sull'andamento nel tempo delle deformazioni lente potrà valutarsi sulla base di una sintesi dei risultati sperimentali più aggiornati in materia.

Risponde a tale requisito la raccolta di dati contenuta nelle Raccomandazioni Internazionali sul calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato CEB FIP giugno 1970.

3.2. Effetti dell'attrito.

Il calcolo degli effetti dell'attrito si può effettuare come segue:

si determinano possibilmente in maniera diretta i coefficienti di attrito, sia nelle zone in cui il cavo conserva andamento rettilineo, sia in quelle a tracciato curvo; in mancanza si adotterranno i valori riportati nella tabella che segue, nella ipotesi che i fili siano privi di ossidazione

Natura della guaina o della superficie di appoggio dei cavi	Coefficiente di attrito a metro f_e 10^3	Coefficiente di attrito in curva f_c
Calcestruzzo liscio	5	0,5
Lamierino metallico	3	0,3

Gli angoli sono espressi in radianti.

Per i cavi verrà considerata la somma della resistenza di attrito di cui alle due colonne della precedente tabella.

Nel caso illustrato in fig. 3.2 si ha, con sufficiente approssimazione, supponendo di tendere con un unico martinetto applicato in A:

$$\sigma_B = \sigma_A\,(1 - f_e l_1 - f_c\ \alpha_1),$$

$$\sigma_C = \sigma_B\,(1 - f_e l_2),$$

$$\sigma_D = \sigma_C\,(1 - f_e l_3),$$

$$\sigma_E = \sigma_D\,(1 - f_e l_4 - f_c\ \alpha_2).$$

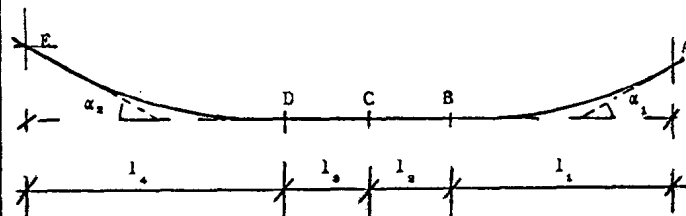



Fig. 3.2

Stabilita così la legge di variazione della tensione lungo il cavo, se ne può dedurre l'allungamento da ottenere in A suddividendo il cavo in tronchi, calcolando in ciascun tronco la tensione media e deducendo il corrispondente allungamento unitario del diagramma sforzi-allungamenti dell'acciaio.

L'assestamento iniziale del cavo deve essere valutato sperimentalmente. In taluni casi, quando il cavo non venga preventivamente confezionato, questo effetto può assumere particolare importanza la sua valutazione può essere eseguita iniziando la misura degli allunghi a partire da una tensione sufficientemente elevata ed estrapolando fino all'asse delle deformazioni la legge sforzi-allungamenti rilevata a partire da tale prima lettura.

3.3. Calcolo delle armature al taglio.

Le armature al taglio dovranno essere proporzionate in ciascuna fase di costruzione e di esercizio per il maggiore, in valore assoluto, dei valori

$$T_1 = T_{e1} + T_{p1}$$

$$T_3 = T_{e2} + T_{p2}$$

$$T_2 = T_{e2} + \frac{2}{3}\,T_{p2}$$

essendo:

T_{e1} Taglio esterno all'atto della precompressione,

T_{e2} Taglio esterno massimo in esercizio.

T_{p1} Componente trasversale dello sforzo di precompressione nel piano della sezione all'atto della precompressione.

T_{p2} Componente trasversale dello sforzo di precompressione nel piano della sezione in esercizio.

L'interasse delle staffe, si calcolerà con la formula

$$\Delta x = \frac{l}{T \, tg \beta} \; n \, \sigma_a \; A_a$$

ove

l braccio della coppia interna per la sezione fessurata,

σ_a tensione ammissibile per le staffe,

A_a area della sezione trasversale di un braccio della staffa,

n numero dei bracci di una staffa

T taglio risultante massimo,

$tg \beta = \frac{\sigma_{min}}{\tau}$ essendo σ_{min} la tensione principale di trazione valutata all'altezza della fibra baricentrica e τ la tensione tangenziale corrispondente.

Nella verifica a taglio delle travi la cui armatura sia ancorata per aderenza non si dovrà tener conto della precompressione nel tratto terminale compreso fra la testata ed una sezione posta a distanza della testata stessa pari a settanta volte il maggior diametro (effettivo od equivalente) della armatura prevista nel caso di acciai ad aderenza migliorata o di trefoli, e di cento volte detto diametro nel caso di fili lisci per i quali non può essere superato il diametro di 5 mm. In questo tratto, per quanto concerne le sollecitazioni tangenziali e il calcolo delle staffe e delle eventuali armature longitudinali aggiunte, valgono i criteri adottati per le opere in conglomerato cementizio armato normale.

Qualora in prossimità delle estremità delle travi si abbiano elevati momenti che possano dar luogo a lesioni del conglomerato nella zona di ancoraggio, le lunghezze indicate devono essere adeguatamente maggiorate.

3.4. Sicurezza alla fessurazione.

Per le strutture collocate in ambiente aggressivo, zone marine o in presenza di agenti chimici, deve essere effettuata la verifica della sicurezza alla fessurazione.

Il coefficiente di sicurezza alla fessurazione è il più piccolo moltiplicatore dei carichi di esercizio che induce tensioni di rottura a flessione del conglomerato, e per le strutture inflesse è dato dalla formula

$$\eta_f = \frac{M_f}{M_e}$$

dove

M_f momento che provoca la fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente ed alla resistenza a trazione per flessione (cfr. 1.3.);

M_e momento massimo di esercizio.

Il coefficiente di sicurezza alla fessurazione non deve essere inferiore ad 1,3.

3.5. Sicurezza alla rottura.

Il coefficiente di sicurezza a rottura è il più piccolo moltiplicatore dei carichi di esercizio che provoca la crisi della sezione. Il suo valore non può essere inferiore a 1,75.

Nel caso della flessione semplice esso è dato dalla formula:

$$\eta_r = \frac{M_r}{M_e}$$

ove

M_r momento di rottura.

M_e momento massimo di esercizio.

Il calcolo del momento di rottura va condotto con le seguenti ipotesi di calcolo

1) diagramma delle deformazioni rettilineo;

2) deformazione a rottura del conglomerato compresso 3,5 ‰;

3) diagramma di compressione rettangolare esteso ad una altezza pari a 0,80 dell'altezza della zona compressa

$$x = 0,80 \; y$$

e con tensione convenzionale di calcolo del conglomerato pari a 0,55 R'_{bk};

4) deformazione massima dell'acciaio teso, al di là della decompressione 10 ‰ – Deformazione massima dello acciaio compresso 2 ‰.

Qualora il collasso della sezione avvenga a seguito dei forti allungamenti dell'armatura (scarsa o normale percentuale di armatura), ovvero allorchè la tensione nell'acciaio da precompressione raggiunga il valore di rottura e quello nella armatura ordinaria quello di snervamento, prima che ceda il conglomerato compresso, il momento di rottura può essere calcolato con la:

$$M_r = \gamma \, (A_p \, R_{ak} \, h_p + A_o \, \rho \, R_{ako}(S) \, h_a)$$

essendo γ variabile fra 0,90 e 0,95 per percentuale totale

$$\mu = \frac{A_p + A_o}{b \, h_p} \quad \text{variabile fra } \mu = 0,40\% \text{ e } \mu = 0,25\%$$

ed essendo inoltre

R_{ak} tensione caratteristica di rottura dell'acciaio da precompressione,

$R_{ako}(S)$ tensione di snervamento dell'acciaio aggiunto,

h_p e h_a distanza dei baricentri delle aree delle armature dal bordo compresso,

$\rho = 1$ per acciai controllati in stabilimento;

$\rho = 0,90$ per acciai non controllati in stabilimento.

3.6. Prove su strutture campioni e su modelli.

Nel caso che la verifica della resistenza sia riferita ad esperienze dirette su strutture campione, da effettuare sotto il controllo di un laboratorio ufficiale su un adeguato numero di elementi (non meno di quattro), il minimo valore del coefficiente di sicurezza a rottura deve essere non inferiore a 2. Per produzione di serie in stabilimento i controlli devono avere carattere periodico.

Ove siano da temere fenomeni di instabilità globale o locale ovvero di rottura senza preavviso, il coefficiente di sicurezza deve essere convenientemente maggiorato.

Per strutture di particolare complessità le ipotesi a base del calcolo potranno essere guidate dai risultati di prove su modelli.

3.7. STRUTTURE PER SOLAI CON ELEMENTI FABBRICATI IN SERIE IN STABILIMENTO.

Per elementi fabbricati e precompressi in serie in stabilimento per solai misti con laterizio o non, che comportino parti gettate in opera, si applicano le successive ulteriori disposizioni.

3.7.1

Per elementi con armatura pretesa è ammessa la deroga alle prescrizioni contenute nel paragrafo 1.5.2. per l'armatura minima di taglio.

3.7.2. *Sezioni di campata.*

Per le sezioni soggette a momento positivo il calcolo di verifica devrà eseguirsi trascurando la resistenza a trazione del conglomerato gettato in opera, tenendo conto del diverso valore dei moduli elastici dei costituenti la sezione resistente.

3.7.3. *Associazione degli elementi.*

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento, quando la tensione tangenziale media tra elemento prefabbricato e conglomerato gettato in opera risulti inferiore a 3 kg/cm² per superfici di contatto lisce e 4 kg/cm² per superfici scabre, intendendo per tensione tangenziale media quella ottenuta calcolando lo sforzo di scorrimento totale agente su un elemento di lunghezza unitaria del travetto e ripartendolo uniformemente sullo sviluppo della zona di contatto effettiva; affinchè sia consentito fare assegnamento sulla aderenza occorre che i getti siano particolarmente curati e che la superficie dei travetti sia pulita.

In corrispondenza del lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a:

$$7 + 0{,}06\ R'_{bk}\ \text{kg/cm}^2.$$

3.7.4. *Sezioni di estremità.*

Per le sezioni soggette a momenti negativi è ammessa anche la verifica a rottura attribuendo al conglomerato precompresso una resistenza a compressione pari alla differenza fra l'effettiva resistenza prismatica a 28 giorni e la sollecitazione teorica di precompressione a deformazioni lente esaurite, aumentata del 15 % ed al conglomerato non precompresso la resistenza prismatica a 28 giorni.

Il coefficiente di sicurezza a rottura sarà quello prescritto per il conglomerato cementizio armato.

Il calcolo del momento di rottura, per i momenti negativi si esegue pertanto adoperando la formula :

$$M_r = A_p\, R_{ak}(S)\ \left(h - 0{,}5\ \frac{A\, R_{ak}(S)}{b'\,\sigma'_b + b''\,\sigma'_{pb}}\right)$$

in cui:

A_p area dell'acciaio teso,

$R_{ak}(S)$ tensione di snervamento caratteristica per l'acciaio teso,

h distanza fra il baricentro dell'acciaio teso ed il lembo compresso,

b' larghezza della nervatura compressa,

b'' larghezza della zona di conglomerato compressa facente corpo con la nervatura,

$\sigma'_b = 0{,}8\ R'_{bk} - 1{,}15\ \sigma'_p$, essendo σ'_p la massima sollecitazione teorica di precompressione a deformazioni lente esaurite, R'_{bk} la resistenza a compressione cubica della nervatura;

$\sigma_{bp} = 0{,}8\ R'_{bkn}$ essendo R'_{bkn} la resistenza a compressione cubica del conglomerato corrispondente a b''

3.7.5. *Getti in opera.*

Per le parti gettate in opera, non precompresse, valgono le disposizioni vigenti per il conglomerato cementizio armato normale.

CAPITOLO 4

NORME DI ESECUZIONE

4.1. COMPATTAZIONE DEI GETTI.

Il getto deve essere costipato per mezzo di pervibratori ad ago od a lamina, ovvera con vibratori esterni facendo particolare attenzione a non deteriorare le guaine dei cavi.

4.2. SPESSORE DI RICOPRIMENTO DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE.

Le superfici esterne dei cavi devono distare dalla superficie del conglomerato non meno di 25 mm nei casi normali, e non meno di 35 mm in caso di strutture site in ambiente aggressivo. Il ricoprimento delle armature pre-tese non deve essere inferiore a 1,5 cm o al diametro massimo dell'inerte impiegato.

4.3. TESTATE DI ANCORAGGIO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE.

Dietro gli apparecchi di ancoraggio, deve disporsi una armatura di acciaio costituita da cerchiature o griglie di ripartizione tali da costituire un'armatura tridimensionale atta ad assorbire, con largo margine, gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate, ivi comprese le eventuali reazioni vincolari.

4.4. POSA DELLE BARRE, DEI CAVI E LORO MESSA IN OPERA.

Nel corso dell'operazione di posa si deve evitare, con particolare cura, di danneggiare l'acciaio.

Si deve altresì prendere ogni precauzione per evitare che i fili subiscano danni di corrosione sia nei depositi di approvvigionamento sia in opera, fino alla ultimazione della struttura. All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito; i due dati suddetti debbono essere confrontati tenendo presente la forma del diagramma sforzi-allungamenti a scopo di controllo delle perdite per attrito.

4.4.1 *Operazioni di tiro.*

Qualora intervengano con il sistema a cavi le perdite per attrito, un'aliquota di queste, fino ad un massimo di 10 kg/mm² potrà essere compensata da una maggiore tensione di carattere temporaneo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, ossia le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, verranno registrati in apposite tabelle sulle quali saranno preventivamente indicate le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici.

Il dispositivo di misura dello sforzo deve essere possibilmente indipendente dalle apparecchiature per indurre la pretensione.

I manometri debbono essere frequentemente tarati e si deve inoltre effettuare preventivamente una misura degli attriti che si sviluppano all'interno del martinetto.

All'atto del tiro si confronteranno gli allungamenti rilevati con quelli previsti dal calcolo.

Un'insufficienza di allungamento, rilevando un attrito superiore a quello suppoto, richiede la messa in atto di appositi accorgimenti consistenti nell'innalzamento della tensione iniziale fino al massimo consentito ed all'occorrenza anche all'attuazione di procedimenti particolari, quale lubrificazione che però non deve alterare la successiva aderenza tra armatura e malta delle iniezioni.

Un'eccedenza di allungamento, non dovuta al cedimento dell'ancoraggio opposto o all'assestamento iniziale del cavo, da accertare con particolare attenzione, indica un attrito inferiore a quello previsto; in tal caso si deve ridurre la tensione per evitare che quella finale lungo il cavo sia superiore a quella ammessa.

4.4.2. *Protezione dei cavi ed iniezioni.*

Le guaine dei cavi devono essere assolutamente stagne e le giunzioni dovranno essere protette con avvolgimenti di nastro isolante, manicotti di gomma, od altri idonei accorgimenti.

Alla buona esecuzione delle iniezioni e affidata la conservazione nel tempo delle strutture in c.a.p. a cavi e pertanto qui di seguito vengono fornite dettagliate indicazioni al riguardo.

L'iniezione dei cavi scorrevoli ha due scopi principali :

a) prevenire la corrosione dell'acciaio di precompressione;

b) fornire un'efficace aderenza fra l'acciaio ed il conglomerato.

4.4.3. *Proprietà della malta.*

a) Il rapporto acqua cemento deve essere il più basso possibile compatibilmente con una buona lavorabilità. Si raccomanda di misurare la fluidità della malta sul posto, come metodo di controllo.

b) La resistenza a compressione della malta indurita a 28 giorni alla temperatura di 18°C e umidità relativa circa 70 % non deve essere inferiore a 300 kg/cm^2 per piccoli provini cubici (lato 7 cm o 10 cm) o cilindrici di analogo diametro ed altezza.

4.4.4. *Materiali per la malta.*

a) Il cemento deve essere di finezza media e non deve contenere cloruro di calcio.

b) Gli inerti devono essere di sabbia silicea o calcarea.

c) Si possono impiegare additivi di provata efficacia nel migliorare le caratteristiche della malta. Gli additivi non devono contenere nè cloruri nè nitrati. Se si usa un agente espansivo, l'espansione totale libera non deve superare il 10 %.

4.4.5. *Impasto.*

a) L'apparecchiatura per l'impasto deve essere capace di fornire malta di consistenza uniforme, e, se possibile, colloidale.

b) Si deve versare prima l'acqua nell'impastatrice, poi il cemento ed infine l'eventuale inerte. Se si impiegano additivi, devono essere aggiunti nella seconda metà del periodo dell'impasto.

c) Il tempo per l'impasto dipende dal tipo di impastatrice, ma sarà normalmente compreso fra due e quattro minuti.

d) Si sconsiglia l'uso di impasto a mano.

4.4.6. *Operazioni di iniezione.*

a) Dopo l'impasto, la malta deve essere mantenuta in movimento continuo. È essenziale che l'impasto sia esente da grumi.

b) È preferibile lavare i cavi prima di iniettare. Se le pareti dei condotti sono di conglomerato, è essenziale che questo sia ben bagnato prima di iniettare. Dopo il lavaggio l'acqua in eccesso deve essere eliminata con aria compressa o altri mezzi.

c) L'iniezione deve avvenire con continuità e senza interruzioni. La pompa deve avere capacità sufficiente perchè in cavi di diametro inferiore a 10 cm la velocità della malta sia compresa fra 6 e 12 m al minuto, senza che la pressione superi le 10 atmosfere.

d) La pompa deve avere un efficace dispositivo per evitare le sovrappressioni.

e) La massima pressione ammissible dipende dalla sezione del condotto e dallo spessore del conglomerato.

f) Si sconsiglia l'iniezione con aria compressa.

g) Quando possibile l'iniezione si deve effettuare dal più basso ancoraggio o foro del condotto.

h) Per condotti di grande diametro può essere necessario ripetere l'iniezione dopo circa 2 ore.

i) L'iniezione deve essere continuata fino a che la consistenza della malta, che scorre nell'apertura libera o dai fori supplementari, diventi uguale a quella della malta iniettata.

j) La connessione fra l'ugello del tubo di iniezione ed il condotto deve essere realizzata con dispositivo meccanico e tale che non possa aversi entrata d'aria.

k) Appena terminata l'iniezione, bisogna avere cura di evitare perdite di malta dal cavo. I tubi di iniezione devono essere di conseguenza colmati di malta se necessario.

4.4.7 *Condotti.*

a) Si devono evitare per quanto possibile brusche deviazioni o cambiamenti di sezione.

b) È opportuno disporre fori di spurgo ai punti di colmo dei cavi.

c) Per evitare che i cavi si riempiano d'acqua prima della iniezione, è opportuno disporre un foro di spurgo ai punti più bassi.

4.4.8. *Iniezioni in tempo di gelo.*

a) In tempo di gelo è bene rinviare le iniezioni, a meno che non siano prese precauzioni speciali.

b) Se si è sicuri che la temperatura della struttura non scenderà al di sotto di 5°C nelle 48 ore seguenti alla iniezione stessa, è consentito continuare l'iniezione con una malta antigelo, di cui sia accertata la non aggressività, contenente il $6 \div 10$ % di aria occlusa.

c) Se può aversi gelo nelle 48 ore seguenti all'iniezione, bisogna riscaldare la struttura, e mantenerla calda almeno per 48 ore, in modo che la temperatura della malta iniettata non scenda al di sotto di 5°C.

d) Dopo il periodo di gelo, bisogna assicurarsi che i condotti siano completamente liberi da ghiaccio o brina. È vietato il lavaggio a vapore.

TABELLA 1

1			2	3	4			
					Controllo in stabilimento			
					qualificazione		verifica	
Simbolo	CARATTERISTICHE	Unità di misura	Numero prove oggetto del certificato del produttore	Controllo in cantiere - numero prove per lotto di spedizione	N. lotti di produzione	N: prove per lotti	N. prove per lotti	Frequenza
∅	Diametro . .	mm	10	10	10	5	5	6 lotti al trimestre in almeno tre visite
A	Area della sezione	mm^2	10	10	10	5	5	»
R_{ak}	Tensione di rottura.	kg/mm^2	10	10	10	5	5	»
$R_{ak}(S)$	Carico di snervamento	kg/mm^2	10	10	10	5	5	»
$R_{ak}(0,1)$	Carico limite 0,1 %.	kg/mm^2	2	2	10	5	5	»
$R_{ak}(0,2)$	Carico limite 0,2 %. .	kg/mm^2	10	10	10	5	5	»
$R_{ak}(1)$	Tensione 1 % sotto carico	kg/mm^2	10	10	10	5	5	»
1	Allungamento a rottura.	%	10	10	10	5	5	»
E_a	Modulo elastico apparente .	kg/mm^2	2	2	10	5	5	»
N	Numero di piegamenti alterni .	—	10	10	10	5	5	»
	Prova di piegamento .	—	10	10	10	5	5	»
L	Limite di fatica	kg/mm^2	1 (1)	Secondo prescrizione del direttore dei lavori.	5	3 (3)	—	»
r	Rilassamento .	%	3 (2)	Secondo prescrizione del direttore dei lavori	5	3 (4)	3 (5)	2 volte ogni tre mesi
—	Diagramma sforzi - deformazioni. .	—	2	2	10	5	5	6 lotti al trimestre in almeno tre visite

Note: (1) Dato di catalogo riferito alle tensioni estreme 0,57 R_{ak} e 0,69 R_{ak} (R_{ak} valore caratteristico della tensione di rottura) o, preferibilmente, al limite di fatica con tensione media 0,63 R_{ak}.

(2) Dati di catalogo riferiti preferibilmente alle tensioni iniziali 0,55 R_{ak}; 0,65 R_{ak}; 0,75 R_{ak} e ad una durata di prova non inferiore a 1000 ore.

(3) Prove eseguite fra le tensioni estreme 0,57 R_{ak} e 0,69 R_{ak}, o, meglio, determinazione del limite di fatica con tensione media 0,63 R_{ak}. Prove da ripetersi una volta all'anno.

(4) Prove eseguite preferibilmente per le tensioni iniziali 0,55 R_{ak}; 0,65 R_{ak}; 0,75 R_{ak} e per una durata di prova non inferiore a 2000 ore. Prove da ripetersi una volta all'anno.

(5) Prove eseguite preferibilmente per le tensioni iniziali 0,55 R_{ak}; 0,65 R_{ak}; 0,75 R_{ak} e per una durata di prova di 120 ore.

NORME TECNICHE PER L'IMPIEGO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO

Simboli

s spessore

h altezza

l lunghezza

d diametro

A area della sezione

p perimetro

i raggio d'inerzia

J momento d'inerzia

W modulo di resistenza

N forza assiale

M momento flettente

T forza tagliante

M_t momento torcente

σ_m tensione di rottura

σ_s tensione di snervamento

σ_{id} tensione ideale

σ_{am} tensione normale ammissibile nel materiale base

τ_{am} tensione tangenziale ammissibile nel materiale base

$\bar{\sigma}_{am}$ tensione normale ammissibile a fatica

$\bar{\tau}_{am}$ tensione tangenziale ammissibile a fatica

σ_{rif} tensione di rifollamento

σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, tensioni nel riferimento generico

σ_I, σ_{II}, σ_{III}, tensioni nel riferimento principale

$\sigma_\perp$, $\sigma_\parallel$, τ, tensioni nel riferimento convenzionale relativo al giunto

σ_n, σ_t componenti convenzionali della tensione nelle saldature d'angolo

σ_b, τ_b valori medi delle tensioni nei bulloni o chiodi

σ_{min}, σ_{max} valori estremi della tensione nella sollecitazione a fatica

σ_{cE} tensione critica euleriana

σ_c tensione critica

σ_{cf} tensione di confronto

E modulo di elasticità normale

G modulo di elasticità tangenziale

ν coefficiente di sicurezza

μ coefficiente di attrito

β coefficiente caratteristico di vincolo

λ snellezza

ω coefficiente di amplificazione dei carichi

1. INTRODUZIONE.

1.1. Oggetto.

Formano oggetto delle presenti istruzioni le costruzioni di acciaio la cui sicurezza possa comunque interessare l'incolumità delle persone o per le quali non esista una regolamentazione apposita; esse valgono pure per le costruzioni disciplinate da norme speciali, per quanto non sia da queste diversamente disposto.

1.2. Scopo.

Le presenti istruzioni hanno lo scopo di precisare e raccogliere classificazioni, procedimenti esecutivi, metodi di calcolo e metodi di prova, per la corretta redazione dei progetti delle costruzioni di acciaio e per la loro buona esecuzione e manutenzione.

Nella concezione e nel calcolo delle costruzioni di acciaio possono essere seguiti procedimenti basati su metodi diversi da quelli suggeriti nelle presenti istruzioni; deve essere peraltro provato che questi altri metodi conducano a coefficienti di sicurezza non minori di quelli corrispondenti ai metodi qui indicati.

2. MATERIALI - QUALITA' E PROVE.

2.0. Generalità.

2.0.1.

Le presenti istruzioni si riferiscono all'impiego dei due tipi di acciaio per i quali si possiede una larga esperienza costruttiva.

Le istruzioni stesse non vogliono tuttavia costituire una remora al processo di evoluzione in atto nella produzione e nella applicazione di altri acciai di più elevate caratteristiche meccaniche o comunque di caratteristiche ben definite. Peraltro nell'applicazione di questi tipi deve essere rispettato lo spirito delle presenti istruzioni in modo da garantire alla costruzione, con adegnata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza minore di quella qui prevista.

2.0.2.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, ci si atterrà alle prescrizioni delle norme UNI per il prelievo dei saggi, il numero di questi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova.

2.0.3.

Le presenti istruzioni non riguardano gli elementi di lamiera grecata ed i profilati sagomati a freddo.

2.1. Acciaio laminato.

Gli acciai di uso generale laminati a caldo, in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e tubi (anche tubi saldati provenienti da nastro laminato a caldo), di cui alle presenti istruzioni, appartengono a uno dei due tipi:

tipo 1

tipo 2

aventi le caratteristiche meccaniche indicate nel paragrafo 2.1.1. Tra detti tipi rientrano gli acciai *Fe* 42 ed *Fe* 52, nelle qualità *B*, *C* e *D*, delle UNI 5334-64 e UNI 5335-64, nonchè l'acciaio *Fe* 37 nelle qualità *B*, *C* e *D*, delle UNI citate, purchè sia garantita la tensione di snervamento prescritta per l'acciaio tipo 1. Per gli acciai destinati alle strutture saldate devono essere osservate le prescrizioni aggiuntive contenute nel paragrafo 2.3. Gli accertamenti eventualmente necessari, ad integrazione della documentazione fornita dalle acciaierie, devono essere eseguiti a cura di laboratori qualificati da enti ufficiali.

2.1.1 *Caratteristiche meccaniche.*

PROSPETTO 2-I

Simbolo	Caratteristica o parametro		Acciaio tipo 1		Acciaio tipo 2
σ_{rt}	Tensione di rottura a trazione	kg/mm²	da 37 a 48	da 42 a 53	da 62 a 65
σ_s	Tensione di snervamento	kg/mm²	≥ 24 (1)	≥ 24	≥ 36 (2)
KV	Resielinza con intaglio a V a 20° C (3)	kgm/cm²	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5
A	Allungamento a rottura (4)	%	≥ 26 (5)	≥ 23 (5)	≥ 22 (5)
D	Diametro mandrino per prova di piegamento a freddo su lamiere, barre o profilati (secondo UNI, 2ª Ediz.), $\alpha = 180°$ (a = spessore provetta)		a	$2\ a$	$2\ a$
z	Distanza tra le piastre nella prova di schiacciamento dei tudi, secondo UNI 5468-65 (s = spessore del tubo)		$4\ s$	$6\ s$	$8\ s$

(1) Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm è ammessa la riduzione di 1 kg/mm².

(2) Per spessori fino a 16 mm; per spessori oltre 16 mm fino a 30 mm è ammessa la riduzione di 1 kg/mm²; per spessori oltre 30 mm è ammessa la riduzione di 2 kg/mm².

(3) Per tubi le modalità di prelievo e di prova sono da stabilire di volta in volta.

(4) Determinato con provetta proporzionato su 5 dianmetri.

(5) Per barre, profilati a larghi piatti per spessori fino a 40 mm per il tipo 1 e fino a 30 mm per il tipo 2, per spessori maggiori è ammessa la riduzione di un punto. Per lamiere, fermo restando le riduzioni di cui sopra, i valori sono ridotti ulteriormente di un punto.

Per il prelievo dei saggi valgono le prescrizioni delle UNI 5334-64, UNI 5335-64 e UNI 863-68

2.2 ACCIAIO PER GETTI.

Per l'esecuzione di parti in getti delle opere di cui alle presenti istruzioni si devono impiegare getti di acciaio Fe G38VR, Fe G45VR, Fe G52VR UNI 3158-68 o equivalenti.

Quando tali acciai debbano essere saldati, devono sottostare alle stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza similare (vedi paragrafo 2.1.3.).

2.3. ACCIAIO PER STRUTTURE SALDATE.

2.3.0. *Generalità.*

Gli acciai per strutture saldate, oltre le prescrizioni del paragrafo 2.1 devono soddisfare le altre indicate nei successivi paragrafi 2.3.1 e 2.3.2.

Qualora non sia possibile effettuare il controllo relativo a tali prescrizioni presso il produttore o non sia comunque possibile la suddivisione del materiale in lotti appartenenti alla stessa colata, gli accertamenti verranno effettuati per ciascun laminato.

Per verificare che l'acciaio non sia effervescente, quando non si abbia esplicita dichiarazione del produttore, verranno effettuate prove Baumann, secondo UNI 3652-65, sulle teste dei laminati.

2.3.1 *Composizione chimica e grado di disossidazione degli acciai.*

Acciaio tipo 1.

Gli acciai da saldare con elettrodi rivestiti, oltre a soddisfare le condizioni indicate nel paragrafo 2.1., devono avere composizione chimica contenuta entro i limiti raccomandati dalla UNI 5132 per le varie classi di qualità degli elettrodi impiegati.

Gli elettrodi devono essere omologati da un Ente ufficiale. Nel caso di saldature di testa o d'angolo sul taglio di un laminato, gli acciai, oltre a soddisfare i limiti di analisi sopraindicati, devono essere di tipo semicalmato o calmato, a meno che non vengano impiegati elettrodi rivestiti corrispondenti alla classe di qualità 4 della UNI 5132.

Gli acciai destinati ad essere saldati con procedimenti di saldatura ad arco sommerso o sotto gas protettivo, oltre a soddisfare le prescrizioni indicate nel punto 2.1 quando trattasi di procedimenti che comportano una forte penetrazione della zona fusa del metallo base, è opportuno che abbiano composizione chimica, riferita al prodotto finito (e non alla colata), rispondente alla seguenti limitazioni:

acciaio semicalmato $C \leq 0{,}24\%$ $P \leq 0{,}06\%$ $S \leq 0{,}06\%$

acciaio calmato $C \leq 0{,}22\%$ $P \leq 0{,}055\%$ $S \leq 0{,}055\%$

Si raccomanda di escludere l'impiego di acciaio effervescente, che comunque per la composizione chimica riferita a prodotto finito dovrà soddisfare la stessa limitazione dell'acciaio semicalmato.

Acciaio tipo 2.

Nell'analisi effettuata sul prodotto finito si deve verificare che risulti:

acciaio semicalmato $C \leq 0{,}26\%$ $M_n \leq 1{,}50\%$ $S_i \leq 0{,}55\%$
$P \leq 0{,}06\%$ $S \leq 0{,}06\%$

acciaio calmato $C \leq 0{,}24\%$ $M_n \leq 1{,}50\%$ $S_i \leq 0{,}55\%$
$P \leq 0{,}055\%$ $S \leq 0{,}055\%$.

È escluso l'impiego di acciaio effervescente.

2.3.2. *Fragilità alle basse temperature.*

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura t alla quale per detto acciaio può essere garantita una resilienza KV secondo UNI 4713, di 3,5 kgm/cm².

La temperatura t deve risultare minore o eguale a quella minima di servizio per elementi importanti di strutture saldate soggetti a trazione con tensione prossima a quella ammis-

sibile aventi spessori maggiori di 25 mm e forme tali da produrre sensibili concentrazioni locali di sforzi, saldature di testa o d'angolo non soggette a controllo, od accentuate deformazioni plastiche di formatura.

Se lo spessore è maggiore di 40 mm o se i carichi applicati comportano accentuato regime di fatica o sollecitazioni d'urto e si verificano ad un tempo le condizioni sopra indicate e raccomandabile attenersi a temperature *t* anche minori di quella minima di impiego.

A parità di altre condizioni, via via che diminuisce lo spessore, la temperatura *t* potrà innalzarsi a giudizio del progettista fino ad una temperatura di circa 30°C maggiore di quella minima di servizio per spessori dell'ordine di 10 mm.

Un aumento può aver luogo anche per spessori fino a 25 mm via via che l'importanza dell'elemento strutturale decresce o che le altre condizioni si attenuino.

Il progettista, stimata la temperatura *t* alla quale la resilienza di 3,5 kgm/cm² deve essere assicurata, sceglierà nella unificazione o nei cataloghi dei produttori l'acciaio soddisfacente questa condizione.

2.4. SALDATURE.

2.4.1. *Procedimenti di saldatura.*

Possono essere impiegati i seguenti procedimenti:

— saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti;

— saldatura automatica ad arco sommerso;

— saldatura automatica o semiautomatica sotto gas protettore (CO_2 o sue miscele).

Per la saldatura manuale ad arco devono essere impiegati elettrodi omologati secondo UNI 5132, adatti al materiale base:

— per l'acciaio tipo 1 devono essere del tipo E 44 di classe di qualità 2, 3 o 4; su spessori maggiori di 30 mm o temperatura di esercizio minore di 0°C saranno ammessi solo elettrodi di classe 4 B;

— per l'acciaio tipo 2 devono essere impiegati elettrodi tipo E 52 di classi di qualità 3 o 4; nel caso di spessori maggiori di 20 mm o temperature di esercizio minori di 0°C saranno ammessi solo elettrodi di classe 4 B.

Per gli altri procedimenti di saldatura si dovranno impiegare i fili, i flussi (o i gas) e la tecnica esecutiva usati per le prove di qualifica del procedimento di cui al punto seguente.

2.4.2. *Prove di qualifica dei procedimenti di saldatura.*

L'impiego di elettrodi omologati secondo UNI 5132 esime da ogni prova di qualifica del procedimento.

Per l'impiego degli altri procedimenti di saldatura (arco sommerso o sotto gas protettivo) occorre eseguire prove preliminari di qualifica intese ad accertare:

— l'attitudine ad eseguire i principali tipi di giunto previsti nella struttura ottenendo giunti corretti sia per aspetto esterno che per assenza di sensibili difetti interni, da accertare radiograficamente o con prove di rottura sul giunto;

— la resistenza a trazione su giunti testa a testa, mediante provette trasversali al giunto, resistenza che deve risultare non inferiore a quella del materiale base;

— la capacità di deformazione del giunto, mediante provette di piega trasversali che dovranno potersi piegare a 180° su mandrino pari a 3 volte lo spessore per l'acciaio tipo 1, e a 4 volte l'acciaio tipo 2;

— la resilienza su provette intagliate a V secondo UNI 4713 ricavate trasversalmente al giunto saldato, resilienza che verrà verificata a + 20°C se la struttura deve essere impiegata a temperatura maggiore o uguale a 0°C, a 0°C nel caso di temperature minori.

I provini per le prove di trazione, di piega, di resilienza ed eventualmente per altre prove meccaniche, se ritenute necessarie, verranno ricavati da saggi testa a testa saldati; saranno scelti allo scopo gli spessori più significativi della struttura.

Con ogni procedimento di saldatura la durezza HV30 nella zona termicamente alterata del metallo base non deve eccedere il valore di 350; quando le necessità di spessore o di temperatura ambiente lo richiedano, occorrerà applicare un opportuno preriscaldo.

2.4.3. *Classi delle saldature.*

2.4.3.1. Giunti testa a testa.

Si distinguono due classi di giunti:

I classe. - Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 o con gli altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al paragrafo 2.4.1. e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti debbono inoltre soddisfare avunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per le radiografie di qualità I e II della collezione di radiografie pubblicata dall'I.I.W (International Institute of Welding).

L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col metallo base. Nei casi di sollecitazione a fatica possono risultare convenienti sovraspessori particolarmente lisci ed avviati per usufruire delle maggiori tensioni ammesse in questo caso, come indicato al paragrafo 3.8.

II classe. - Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 2, 3 o 4 secondo UNI 5132 e con gli altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al paragrafo 2.4.1. e realizzati egualmente con eliminazione dei difetti al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura, ma che non vengano ritenuti idonei a superare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per la I classe. Comunque, i difetti presenti devono essere, per numero ed estensione contenuti entro ragionevoli limiti di accettabilità e i giunti devono essere esenti da incrinature o da sensibili mancanze di penetrazione.

L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col materiale base.

Per entrambe le classi l'estensione dei controlli radiografici deve essere stabilita dal direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista, in relazione alla importanza delle giunzioni e alle precauzioni prese dalla ditta esecutrice, alla posizione di esecuzione delle saldature e secondo che siano state eseguite in officina od al montaggio.

2.4.3.2. Giunti a croce od a T, a completa penetrazione.

Si distinguono anch'essi in due classi:

I classe. - Comprende i giunti effettuati con elettrodi aventi caratteristiche di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 o con altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al paragrafo 2.4.1. e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura.

Tali giunti debbono inoltre soddisfare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per le radiografie di qualità I e II della collezione di radiografie pubblicata dall'I.I.W. (International Institute of Welding) o ad un esame con ultrasuoni che accerti la presenza di difetti non maggiori di quelli ammessi per le radiografie.

L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col materiale base. Nei casi di sollecitazioni a fatica possono risultare convenienti sovraspessori particolarmente lisci ed avviati, per usufruire delle maggiori tensioni ammesse in questo caso, come indicato al paragrafo 3.8.

II classe. - Comprende i giunti effettuati con elettrodi aventi caratteristiche di qualità 2, 3 o 4 secondo UNI 5132 o con altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al paragrafo 2.4.1., realizzati con la miglior possibile penetrazione al vertice, ma che non siano in grado di superare un esame radiografico o con ultrasuoni con i risultati richiesti per la I classe. Comunque i difetti presenti devono essere, per numero ed estensione, contenuti entro ragionevoli limiti di accettabilità e i giunti devono essere esenti da incrinature e da sensibili mancanze di penetrazione.

L'aspetto delle saldature dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col materiale base.

Per entrambe le classi, l'estensione dei controlli non distruttivi delle giunzioni deve essere stabilita dal direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista, in base alla importanza delle giunzioni ed ai fattori esecutivi nel modo già precisato per i giunti testa a testa al paragrafo 2.4.3.1

L'esame radiografico o con ultrasuoni, atto ad accertare gli eventuali difetti interni di questi giunti, nel caso di spessori maggiori di 30 mm verrà integrato con opportuno esame magnetoscopico sui lembi esterni delle saldature al fine di rilevare la presenza o meno di cricche da strappo.

Nel corso di giunto in croce sollecitato normalmente alla lamiera compresa fra le due saldature, dovrà essere previamente accertato, mediante ultrasuoni, che detta lamiera nella zona interessata dal giunto sia esente da sfogliature o segregazioni accentuate.

2.4.3.3. Giunti con cordoni d'angolo.

Questi giunti, effettuati con elettrodi aventi caratteristiche di qualità 2, 3 o 4 UNI 5132 o con gli altri procedimenti indicati al paragrafo 2.4.1., devono essere considerati come appartenenti ad una unica classe caratterizzata da una ragionevole assenza di difetti interni e da assenza di incrinature interne o di cricche da strappo sui lembi dei cordoni.

Il loro controllo verrà di regola effettuato mediante sistemi magnetici; la sua estensione verrà stabilita dal direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista e in base ai fattori esecutivi come già precisato al paragrafo 2.4.3.1

2.5. BULLONI.

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727-65, UNI 5592-65 e UNI 5591-65) e quelli ad alta resistenza (conformi alle caratteristiche di cui al prospetto 2-III) devono appartenere alle sottoindicate classi della UNI 3740-65, associate nel modo indicato nel prospetto 2-II.

PROSPETTO 2-II

Vite.	4D	5D	6D	8G	10K
Dado	4D	5D	5D	6S	8G

2.6. BULLONI PER GIUNZIONI AD ATTRITO.

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni del prospetto 2-III. Viti e dadi devono essere associati come indicato nel prospetto 2-II.

PROSPETTO 2-III

Elemento	Materiale	Unificazione
Viti	10K, secondo UNI 3740-65 8G	UNI 5712-65
Dadi	8G, secondo UNI 3740-65 6S	UNI 5713-65
Rosette	Acciaio C 50 UNI 5332-64 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40.	UNI 5714-65
Piastrine	Acciaio C 50 UNI 5332-64 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40	UNI 5715-65 UNI 5716-65

2.7. CHIODI.

Per i chiodi da ribadire a caldo si deve impiegare l'acciaio Fe 40 UNI 5937-37.

2.8. PROVE COMPLEMENTARI SUL MATERIALE PER COSTRUZIONI CHIODATE.

L'acciaio per costruzioni chiodate, che deve soddisfare le prescrizioni di cui al paragrafo 2.1., ove ritenuto opportuno potrà essere assoggettato alle seguenti prove di perforazione, a temperatura ambiente:

a) punzonatura di una fila di fori di diametro d_1 tale che $2s < d_1 \geqq d$ (s spessore del laminato, d diametro previsto per i chiodi), con interasse dei fori e distanza dell'asse della fila dal margine dell'elemento non maggiore di $1{,}5\ d_1$;

b) attraverso un foro isolato, punzonato con diametro d a distanza dal margine come nella prova del comma *a*), si fa passare, a colpi di martello, una spina di acciaio di diametro $d + 4$ mm.

Nelle prove non devono manifestarsi incrinature od altri difetti.

3. NORME DI CALCOLO: VERIFICA DI RESISTENZA.

3.0. GENERALITÀ.

Le strutture di acciaio realizzate con i materiali previsti al precedente paragrafo 2. devono essere progettate per i carichi definiti nella CNR-UNI 10012-67.

« Ipotesi di carico sulle costruzioni » secondo i metodi della Scienza delle Costruzioni, con adeguato coefficiente di sicurezza, prescindendo dagli eventuali fenomeni di instabilità che verranno considerati al paragrafo 4.

3.0.1 *Tensioni ammissibili.*

Le tensioni ammissibili indicate nel seguito σ_{am} e τ_{am} si riferiscono alla condizione di carico I (carichi principali) definita nella norma CNR-UNI 10012-67 « Ipotesi di carico sulle costruzioni ».

Le tensioni ammissibili per la condizione di carico II (carichi principali e complementari) sono da assumersi rispettivamente pari a:

$$1{,}125\ \sigma_{am} \text{ e } 1{,}125\ \tau_{am}.$$

3.0.2. *Verifiche.*

Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico.

Per ciascun elemento resistente devono valutarsi le azioni corrispondenti alle singole cause di sollecitazione, tenendo conto della maggiorazione per eventuali effetti dinamici. Gli sforzi secondari devono essere presi in considerazione quando particolari esigenze di progetto o di esecuzione richiedano disposizioni costruttive inconsuete.

3.1 MATERIALE BASE.

3.1.1 *Stati monoassiali.*

3.1.1.1 Tensioni ammissibili a trazione o compressione per acciaio laminato.

PROSPETTO 3-I

Materiale	σ_{am} kg/mm²
Acciaio tipo 1	16
Acciaio tipo 2	24

3.1.1.2. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per pezzi di acciaio fuso, UNI 3158-68:

Fe G38VR $\sigma_{am} = 12$ kg/mm².
Fe G45VR $\sigma_{am} = 15$ kg/mm²;
Fe G52VR $\sigma_{am} = 17$ kg/mm²

3.1.2. *Stati pluriassiali.*

Per gli stati piani, i soli per i quali si possono dare valide indicazioni, si deve verificare che risulti $\sigma_{id} \leqq \sigma_{am}$, essendo nel riferimento generico:

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel riferimento principale:

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II}}$$

in particolare per $\sigma_y = 0$ (per esempio nella sollecitazione di flessione accompagnata da taglio):

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel caso di tensione tangenziale pura:

$$\sigma_{id} = \pm \tau \sqrt{3}$$

per cui la tensione tangenziale ammissibile vale:

$$\tau_{am} = 0{,}576\ \sigma_{am}$$

3.1.3. *Costanti elastiche.*

Per tutti gli acciai considerati si assumono i seguenti valori delle costanti elastiche:

— modulo di elasticità normale $E = 21.000$ kg/mm²
— modulo di elasticità tangenziale $G = 8.000$ kg/mm².

3.2. UNIONI A TAGLIO CON CHIODI E BULLONI.

3.2.1.

Le tensioni ammissibili nei chiodi e nei bulloni sono riportate nel prospetto 3-II, nel quale σ_b e τ_b rappresentano i valori medi delle tensioni nella sezione; nel caso di sollecitazione composta di taglio e di trazione, deve essere verificata la relazione che compare nel prospetto seguente.

PROSPETTO 3-II

Elemento		Sollecitazione: Taglio $\tau_{b,am}$ (kg/mm²)	Sollecitazione: Trazione (*) $\sigma_{b,am}$ (kg/mm²)	Composta
Chiodi normali		12,0	5,0	
Bulloni con viti di classe	4D	10,5	10,5	$\left(\frac{\tau_b}{\tau_{b,am}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{b,am}}\right)^2 \leqq 1$
	5D	15,0	15,0	
	6D	17,0	17,0	
	8G	19,0	28,0	
	10K	22,0	39,0	

(*) In assenza di apprezzabili flessioni parassite e di fenomeni di fatica nei bulloni, le tensioni ammissibili a trazione per viti 4D, 5D, 6D sono elevate rispettivamente a 14, 18 e 20 kg/mm².

3.2.2.

La pressione sul contorno del foro, riferita alla proiezione diametrale della superficie cilindrica del chiodo o del bullone, deve risultare:

$$\sigma_{rif} \leqq 2\ \sigma_{am}.$$

Per chiodi e bulloni impiegati simmetricamente in due o più sezioni la σ_{rif} può essere maggiorata del 15%.

3.2.3.

I bulloni di ciascuna classe debbono in ogni caso essere serrati con coppia tale da provocare una forza di trazione N_b nel gambo della vite, pari a:

$$N_b = 0{,}8\ \sigma_s\ A_r$$

essendo A_r l'area della sezione resistente della vite e σ_s la tensione di snervamento su provino, valutate secondo UNI 3740-65.

La coppia di serraggio M_s necessaria per indurre la forza normale N_b risulta, per filettatura a passo grosso:

$$M_s = 0{,}2\ N_b\quad d$$

essendo d il diametro nominale del bullone. Nel prospetto 3-III sono riportati i valori della forza normale N_b e della coppia di serraggio M_s per i vari tipi di bulloni.

PROSPETTO 3-III

Diametro nominale d mm	Sezione resistenza A_r mm²	CLASSE DELLA VITE 4D M_s Kgm	4D N_b t	5D M_s Kgm	5D N_b t	6D M_s Kgm	6D N_b t	8G M_s Kgm	8G N_b t	10K M_s Kgm	10K N_b t
12	84,3	3,4	1,4	4,9	1,9	5,5	2,3	9,4	3,9	12,7	5,3
14	115	5,3	1,9	7,3	2,9	8,7	3,1	14,8	5,3	20,4	7,3
16	157	8,3	2,6	11,2	3,5	13,8	4,3	23,4	7,3	31,7	9,9
18	192	11,5	3,2	15,5	4,3	18,7	5,2	32,0	8,9	43,6	12,1
20	245	16,4	4,1	22,0	5,5	26,8	6,7	45,6	11,4	62,0	15,5
22	303	22,4	5,1	29,9	6,8	36,1	8,2	61,6	14,0	84,0	19,1
24	353	28,3	5,9	37,9	7,9	46,1	9,6	78,7	16,4	107,0	22,3
27	459	41,6	7,7	55,6	10,3	67,5	12,5	115,0	21,3	156,6	29,0

Per giunzioni di particolare importanza si consiglia di eseguire il controllo in cantiere del valore di N_b su un campione di bulloni, mediante calibratore idraulico o apparecchio equivalente.

3.3. UNIONI AD ATTRITO CON BULLONI.

3.3.1

La forza N_t, trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare, è espressa dalla relazione:

$$N_t = \frac{1}{\nu_s} \mu N_b$$

in cui è da porre:

ν_s, coefficiente di sicurezza contro lo slittamento:

ν_s { 1,25 per la condizione di carico I,
1,10 per la condizione di carico II,

μ, coefficiente di attrito:

μ { 0,45 per superfici trattate come indicato al punto 5.12
0,30 per superfici non particolarmente trattate, e comunque nelle giunzioni effettuate in opera.

Per ciascun valore di M_s e N_b sono riportati nel prospetto 3-IV i valori di N_t, in relazione al coefficiente di attrito ed alla condizione di carico.

PROSPETTO 3-IV

Diametro nominale d mm	CLASSE DELLA VITE 8G N_t (t) μ=0,3 I	8G μ=0,3 II	8G μ=0,45 I	8G μ=0,45 II	10K N_t (t) μ=0,3 I	10K μ=0,3 II	10K μ=0,45 I	10K μ=0,45 II
12	0,9	1,0	1,4	1,6	1,3	1,4	1,9	2,1
14	1,3	1,4	1,9	2,1	1,7	2,0	2,6	2,9
16	1,7	2,0	2,6	2,9	2,4	2,7	3,6	4,0
18	2,1	2,4	3,2	3,6	2,9	3,3	4,3	4,9
20	2,7	3,1	4,1	4,6	3,7	4,2	5,6	6,3
22	3,4	3,8	5,0	5,7	4,6	5,1	6,9	7,4
24	3,9	4,4	5,9	6,6	5,3	6,0	8,0	9,0
27	5,1	5,7	7,7	8,6	7,0	7,8	10,4	11,7

3.3.2.

La pressione convenzionale sulle pareti dei fori non deve superare il valore di 2,5 σ_{am}.

3.3.3.

In un giunto per attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere anche una forza assiale di trazione N. In questo caso, semprechè non concorrano flessioni parassite apprezzabili nel bullone, il valore della forza ancora trasmittibile dal bullone per attrito si riduce a:

$$N_{tr} = N_t \left(1 - \frac{N}{N_b}\right)$$

La forza N nel bullone non può in nessun caso superare il valore 0,8 N_b.

3.4. UNIONI SALDATE.

3.4.1 *Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione.*

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione agenti normalmente all'asse della saldatura o da azioni di taglio, deve essere considerata come sezione resistente la sezione longitudinale della saldatura stessa; agli effetti del calcolo essa avrà lunghezza pari a quella intera della saldatura e larghezza pari al minore dei due spessori collegati, misurato in vicinanza della saldatura per i giunti di testa e allo spessore dell'elemento completamente penetrato nel caso di giunti a T. (vedere figura 3-1).

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione parallele all'asse della saldatura, deve essere considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto (cioè quella del materiale base più il materiale d'apporto).

Per trazioni o compressioni agenti normalmente all'asse del cordone, la tensione nella saldatura non deve superare 0,85 σ_{am} per giunti testa a testa di II classe o σ_{am} per gli altri giunti.

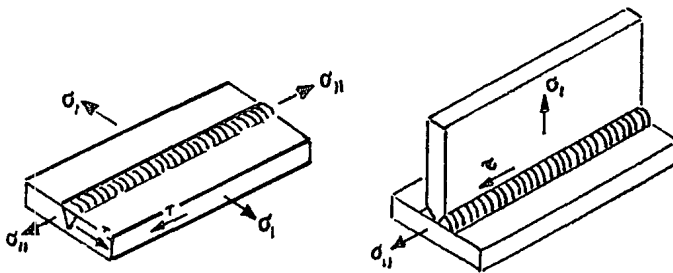



Fig. 3-1

Per sollecitazioni composte deve risultare:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_\perp^2 + \sigma_{//}^2 - \sigma_\perp \sigma_{//} + 3\tau^2} \leq \begin{cases} \sigma_{am} & \text{(I classe testa a testa od a T)} \\ 0{,}85\ \sigma_{am} & \text{(II classe testa a testa)} \end{cases}$$

dove:

$\sigma^3_\perp$ è la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;

$\sigma_{//}$ è la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;

τ è la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.

3.4.2. *Giunti a cordoni d'angolo.*

3.4.2.1

Per il calcolo delle tensioni derivanti da azioni di trazione o compressione normali all'asse della saldatura o da azioni di taglio secondo detto asse, deve essere considerata come sezione resistente la sezione di gola del cordone di saldatura. Agli effetti del calcolo la sezione avrà come lunghezza « *l* » quella intera del cordone, purchè questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose, e come larghezza « *a* » l'altezza del triangolo isoscele iscritto nella sezione trasversale del cordone. (vedere fig. 3-2).

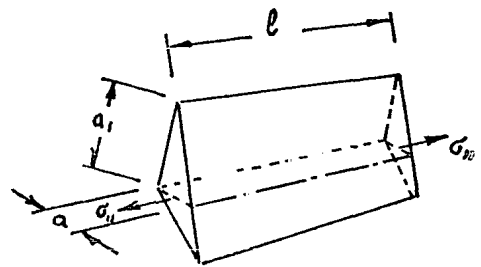



Fig. 3-2

3.4.2.2.

Eventuali *tensioni* $\sigma_{//}$ *di trazione o di compressione* (vedere fig. 3-2) presenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non verranno prese in considerazione ai fini del dimensionamento del cordone stesso.

3.4.2.3.

Il calcolo convenzionale delle tensioni verrà eseguito ribaltando su uno dei lati del cordone la sezione di gola (vedere fig. 3-3).

La tensione risultante dalle azioni esterne sulla sezione di gola verrà decomposta secondo tre direzioni ortogonali nelle componenti di modulo $\tau_\perp$, $\tau_\perp$ e $\sigma_{//}$ come indicati nella fig. 3-3.

Per la verifica i valori assoluti delle componenti di tensione $[\tau_\perp]$, $[\sigma_\perp]$ e $[\tau_{//}]$ dovranno soddisfare le limitazioni prescritte nei successivi paragrafi.

3.4.2.3.1 *Acciai tipo* 1.

Nel caso siano presenti tutte e tre le componenti di tensioni $\tau_\perp$, $\sigma_\perp$ e $\tau_{//}$ verranno verificate le seguenti limitazioni:

$$\sqrt{\tau_\perp^2 + \sigma_\perp^2 + \tau_{//}^2} \leq 0{,}85\ \sigma_{am} \quad (1)$$

$$[\tau_\perp] + [\sigma_\perp] \leq \sigma_{am} \quad (2)$$

Nel caso i cui siano presenti le sole componenti di tensioni $\tau_\perp$ e $\sigma_\perp$ è sufficiente verificare l'espressione $(2)_0$ e nel contempo accertare che sia:

$$[\tau] \leq 0{,}85\ \sigma_{am}; \quad [\sigma] \leq 0{,}85\ \sigma_{am}$$

Nel caso in cui siano presenti le sole componenti di tensioni $\tau_\perp$ e $\tau_{//}$ ovvero $\sigma_\perp$ e $\tau_{//}$ è sufficiente verificare l'espressione (1).

Ove sia presente solo una delle componenti di tensioni $\tau_\perp$, $\sigma_\perp$, $\tau_{//}$ basterà ovviamente verificare che essa sia minore o uguale a 0,85 σ_{am}.

3.4.2.3.2. *Acciaio tipo* 2.

Nel caso siano presenti tutte e tre le componenti di tensioni $\tau_\perp$, $\sigma_\perp$, $\tau_{//}$ verranno verificate le seguenti limitazioni:

$$\sqrt{\tau_\perp^2 + \sigma_\perp^2 + \tau_{//}^2} \leq 0,70\ \sigma_{am} \qquad (3)$$

$$[\tau_\perp] + [\sigma_\perp] \leq 0,85\ \sigma_{am} \qquad (4)$$

Nel caso siano presenti le sole componenti $\tau_\perp$ e $\sigma_\perp$ è sufficiente verificare l'espressione (4) e nel contempo accertare che sia:

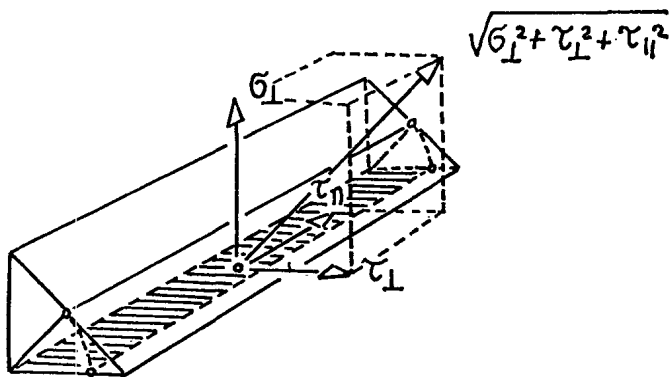
$$[\tau_\perp] \leq 0,70\ \sigma_{am}; \quad [\sigma_\perp] \leq 0,70\ \sigma_{am}$$

Nel caso siano presenti le sole componenti di tensioni $\tau_\perp$ e $\tau_{//}$ ovvero $\sigma_\perp$ e $\tau_{//}$ è sufficiente verificare l'espressione (3).

Ove sia presente solo una delle componenti di tensioni $\tau_\perp$, $\sigma_\perp$, $\tau_{//}$ basterà ovviamente verificare che essa sia minore o uguale a 0,70 σ_{am}.

Fig. 3-3

3.5. Unioni per contatto.

3.5.1.

È ammesso l'impiego di unioni per contatto nel caso di membrature semplicemente compresse, purchè sia assicurato il contatto a tutta la sezione tra le superfici, mediante adeguata lavorazione meccanica. La tensione di compressione deve risultare:

$$\sigma_q \leq \sigma_{am}.$$

3.5.2.

In corrispondenza dei giunti ai piani intermedi o delle piastre di base, le colonne degli edifici possono essere collegate per contatto. In ogni caso debbono essere sempre previsti collegamenti chiodati, bullonati o saldati in grado di assicurare una corretta posizione mutua tra le parti da collegare. Le unioni per contatto non debbono distare dagli orizzontamenti di piano di 1/5 dell'interpiano. Per le altre membrature compresse, i collegamenti debbono non solo assicurare una corretta posizione delle parti da collegare, ma essere anche dimensionati in modo da poter sopportare il 50% delle azioni di calcolo.

In ogni caso i collegamenti di cui sopra devono essere proporzionati in modo da sopportare ogni eventuale azione di trazione che si determinasse anche sovrapponendo agli effetti delle azioni laterali sulla struttura il 75% degli sforzi di compressione dovuti ai soli carichi permanenti.

3.6. Apparecchi di appoggio e cerniere.

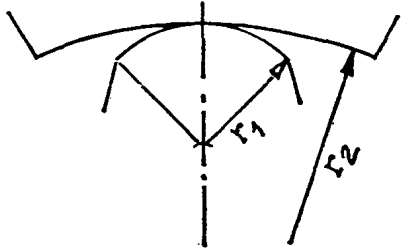
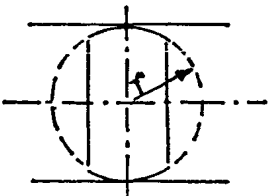
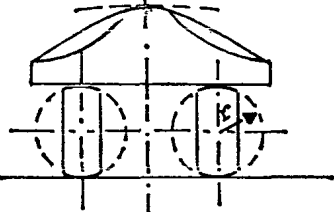
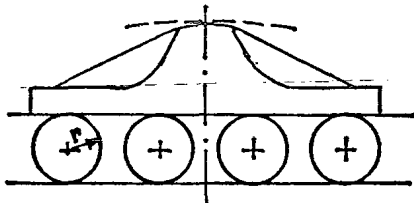
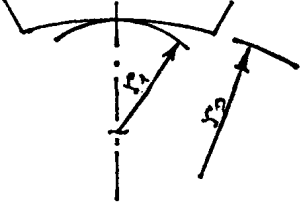
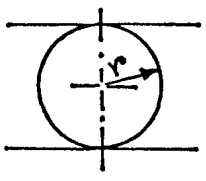
3.6.0. *Generalità.*

Tutti gli elementi degli apparecchi di appoggio, in particolare le piastre, devono essere proporzionati per gli sforzi, normali, di flessione e taglio, cui sono sottoposti.

Se l'apparecchio di appoggio deve consentire le dilatazioni termiche, nel relativo calcolo si assumerà il coefficiente di dilatazione lineare $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6}/°C$.

3.6.1 *Appoggi metallici fissi e scorrevoli.*

3.6.1.1.

Le parti degli apparecchi di appoggio che trasmettono pressioni per contatto saranno eseguite con acciaio fuso tipo Fe G 52 VR - UNI 3158/68 o fucinato, oppure mediante saldatura di elementi d'acciaio.

3.6.1.2.

Le pressioni di contatto si calcoleranno a mezzo delle formule di Hertz, riportate nel prospetto 3-V per i casi di più corrente impiego.

PROSPETTO 3-V

FORMA E NUMERO DELLE SUPERFICI DI CONTATTO		PRESSIONE DI CONTATTO
CONTATTO LINEARE DI LUNGHEZZA b –		$\sigma_l = \sqrt{0{,}18\, E P \frac{r_2 - r_1}{r_1 \cdot r_2 \cdot b}}$ (per $\frac{r_2}{r_1} \geq 2$)
		$\sigma_l = \sqrt{\frac{0{,}18\, E P}{r b}}$
		$\sigma_l = \sqrt{\frac{0{,}20\, E P}{2 r b}}$
		$\sigma_l = \sqrt{\frac{0{,}24\, E P}{n r b}}$ (n = numero dei rulli)
CONTATTO PUNTUALE		$\sigma_p = \sqrt[3]{\frac{0{,}06\, E^2 P (r_2 - r_1)^2}{r_1^2 \cdot r_2^2}}$
		$\sigma_p = \sqrt[3]{\frac{0{,}06\, E^2 P}{r^2}}$

P = carico totale sull'appoggio –

E = modulo di elasticità normale dei materiali a contatto –

3.6.1.3.

La pressione di contatto deve risultare:

per contatto lineare: $\sigma_l \leqq 4\ \sigma_{am}$

per contatto puntuale: $\sigma_p \leqq 5,5\ \sigma_{am}$

3.6.1.4.

Nel caso in cui la localizzazione della reazione d'appoggio venga ottenuta mediante piastre piane di limitata estensione, rispetto alle dimensioni dell'elemento strutturale, la pressione media di contatto superficiale deve risultare :

$\sigma_q \leqq 1,35\ \sigma_{am}$.

3.6.1.5.

Gli apparecchi d'appoggio mobili di acciaio debbono essere provvisti di dispositivi di guida allo scopo di garantire il loro corretto movimento, e di dispositivi di arresto qualora il caso lo richieda.

3.6.2. *Cerniere a perno.*

3.6.2.1

Le cerniere devono essere conformate in modo da contenere la sollecitazione a flessione del perno.

La lunghezza del perno deve essere tale da offrire completo appoggio a tutte le parti collegate.

I perni devono essere mantenuti in modo opportuno nella posizione prevista.

Nelle staffe delle cerniere soggetta a trazione, le sezioni resistenti diametrali, rispettivamente normale e secondo lo sforzo di trazione, devono rispettare le limitazioni: (v. fig. 3-4)

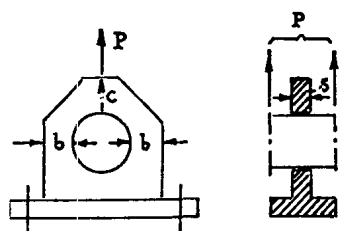



Fig. 3-4

$2\ b\ s \geqq 1,4\ P/\sigma_{am}$,

$c\ s \geqq P/\sigma_{am}$.

Lo spessore s di norma non deve essere inferiore a 12 mm nè superiore a 50 mm; dev'essere inoltre $b/s \leqq 8$.

3.6.2.2.

I perni delle cerniere devono essere proporzionati in base alle massime sollecitazioni di taglio e flessione.

L'area portante A del perno viene calcolata come prodotto del diametro d per la somma, Σs, degli spessori degli elementi resistenti di una staffa (vedere fig. 3-5):

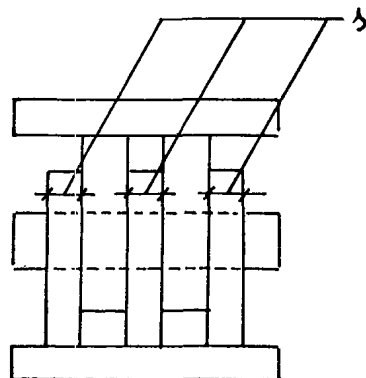



Fig. 3-5

La pressione media sull'area A deve rispettare la limitazione:

$\sigma_{rit} \leqq 1,35\ \sigma_{am}$.

3.6.3. *Appoggi e cerniere d'altri tipi.*

È consentito l'impiego di altri dispositivi di vincolo, purchè ne sia dimostrata l'idoneità.

3.7 INDEBOLIMENTO DELLE SEZIONI PER EFFETTO DEI FORI.

3.7.1. *Unioni a taglio con chiodi o con bulloni.*

Per le verifiche di resistenza il calcolo delle tensioni di trazione di effettua con riferimento all'area netta, detratta cioè l'area dei fori. L'area netta è quella minima corrispondente o alla sezione retta o al profilo spezzato.

Per le verifiche di stabilità di cui al successivo paragrafo 4 e per la determinazione di qualunque parametro dipendente dalla deformabilità, si devono considerare, invece, le sezioni lorde, senza alcuna detrazione dei fori per i collegamenti.

La verifica a flessione delle travi sarà effettuata in generale tenendo conto del momento d'inerzia della sezione con la detrazione degli eventuali fori. Il calcolo di norma sarà eseguito deducendo dal momento d'inerzia della sezione lorda il momento d'inerzia delle aree dei fori rispetto all'asse baricentrico della stessa sezione lorda.

3.7.1.1.

Nel caso di angolari singoli collegati su una sola ala (vedere figura 3-6 *a*) e assoggettati a sforzi di trazione, il calcolo delle tensioni si effettua con riferimento all'area netta dell'ala collegata aggiungendo l'area dell'ala non collegata moltiplicata per:

$$\frac{3\ A_1}{3\ A_1 + A_2}$$

ove:

— A_1 è l'area netta dell'ala collegata;

— A_2 è l'area dell'ala non collegata.

3.7.1.2.

Nel caso di coppie di angolari assoggettati a trazione, connessi tra loro almeno ai terzi della lunghezza e collegati al medesimo lato della piastra di nodo (vedere figura 3-6 *b*), il calcolo dell'area netta viene eseguito secondo i criteri enunciati nel precedente paragrafo, ma moltiplicando l'area dell'ala non collegata per:

$$\frac{5\ A_1}{5\ A_1 + A_2}$$

3.7.1.3.

Nel caso di coppie di angolari assoggettati a trazione, connessi fra loro almeno ai terzi della lunghezza e collegati ai due lati della piastra di nodo (vedere figura 3-6 *c*), il calcolo della sezione netta viene eseguito considerando l'area totale dei due angolari depurata dell'area dei fori.

3.7.1.4.

Nel caso di profilati a C, collegati sull'anima, e a T (vedere figure 3-6 *d*), *e*), *f*), *g*), si applicano i criteri enunciati nei paragrafi 3.7.1.2. e 3.7.1.3.

3.7.1.5.

Si eviterà di norma l'impiego di profilati a I e a C sollecitati prevalentemente a trazione, collegati su una sola delle ali (vedere figure 3-6 *h*), *i*).

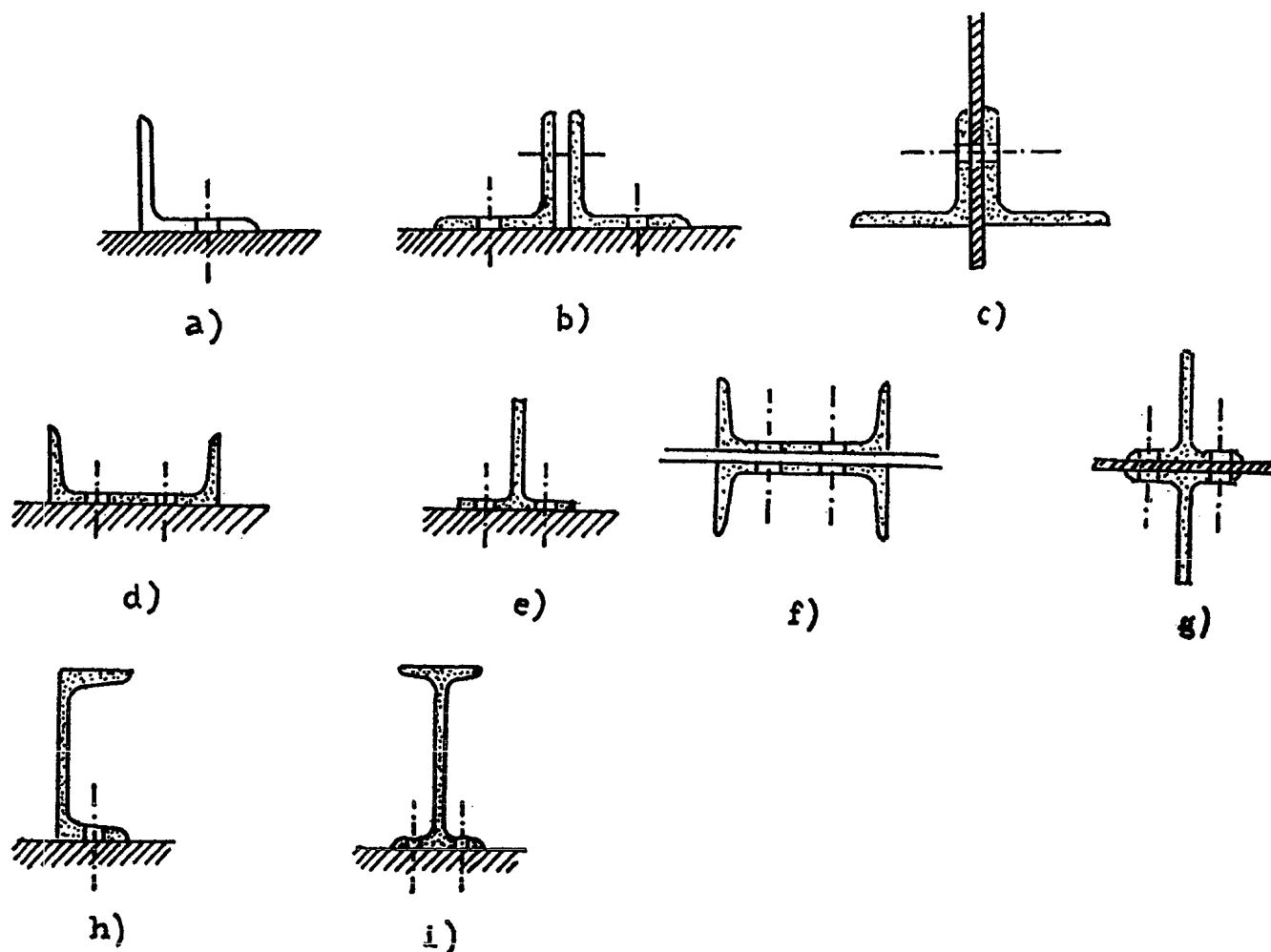



Fig. 3-6

3.7.2. *Unioni ad attrito.*

La detrazione di fori della sezione deve essere effettuata solo se il giunto è sollecitato a trazione.

La verifica della sezione indebolita si effettua per un carico pari al 60% di quello trasmesso per attrito dai bulloni che hanno l'asse nella sezione stessa, oltre al carico totale trasmesso dai bulloni che precedono.

3.8. NORME PARTICOLARI PER ELEMENTI INFLESSI.

3.8.1

Le frecce degli elementi delle strutture edilizie devono essere contenute quanto è necessario perchè non ne derivino danni alle opere complementari in genere ed in particolare alle murature di tamponamento e ai relativi intonaci. Indicativamente debbono essere almeno rispettati i limiti appresso indicati.

Per le travi di solai la freccia dovuta al solo sovraccarico non deve superare 1/400 della luce.

Per le travi caricate direttamente o indirettamente da muri o da pilastri o anche, in assenza di provvedimenti cautelativi particolari, da tramezzi, la freccia totale, dovuta al carico permanente ed al sovraccarico, non deve superare 1/500 della luce.

Per gli arcarecci e gli elementi inflessi dell'orditura minuta delle coperture, la freccia totale, dovuta al carico permanente ed al sovraccarico, non deve superare 1/200 della luce.

3.8.2.

Ferme restando le prescrizioni contenute nel precedente paragrafo, ove l'entità delle deformazioni lo richieda, dovranno essere previste controfrecce adeguate.

3.8.3.

Le frecce teoriche orizzontali degli edifici multipiani alti, dovute all'azione del vento, non devono essere maggiori di 1/500 dell'altezza totale dell'edificio.

3.8.4.

Le travi a sostegno di muratura di tamponamento, in strutture intelaiate, possono calcolarsi ammettendo che il muro, comportandosi ad arco, si scarichi in parte direttamente sugli appoggi.

Le travi suddette sono così soggette a flessione, per effetto del carico della parte di muro sottostante all'intradosso dell'arco, ed a trazione, per effetto della spinta dell'arco stesso.

In via di approssimazione si può ritenere che l'arco abbia freccia pari a 1/2 della luce.

3.9. FENOMENI DI FATICA.

3.9.0. *Generalità.*

Si deve tener conto dei fenomeni di fatica per le strutture o gli elementi di struttura che si prevedono soggetti nel corso della loro vita ad un numero di cicli di sollecitazione maggiore di 10^4.

In tale caso, la verifica di resistenza deve essere effettuata adottando il rapporto $\sigma_{min} / \sigma_{max}$ più sfavorevole e le corrispondenti tensioni ammissibili per sollecitazioni a fatica $\bar{\sigma}_{am}$ e $\bar{\tau}_{am}$ indicate nei diagrammi 3-I, 3-II, 3-III che si riferiscono al materiale base, ai giunti ed ai particolari strutturali di più frequente impiego indicati nel prospetto 3-IV.

È rimesso al progettista stabilire l'equivalenza con i casi trattati o la valutazione relativa ad altri tipi di giunti o particolari.

I diagrammi suindicati si applicano sia per acciaio tipo 1 che per acciaio tipo 2, salvo quanto diversamente specificato nel prospetto 3-VI, ed entro i limiti delle rispettive tensioni ammissibili per azioni statiche.

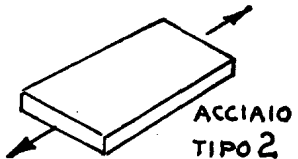
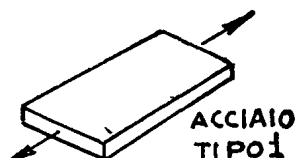
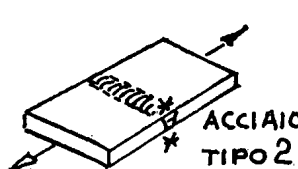
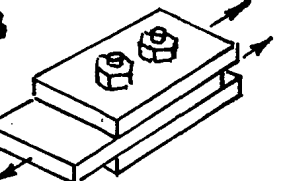
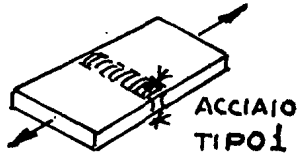
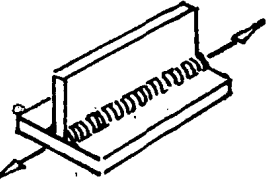
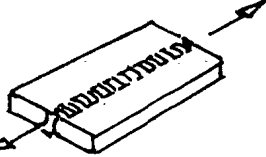
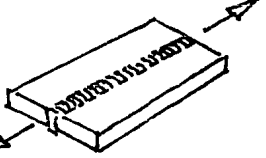
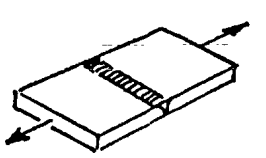
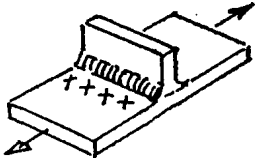
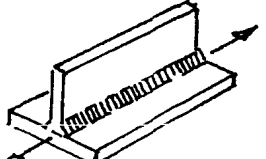
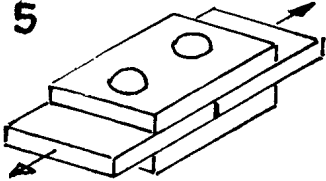
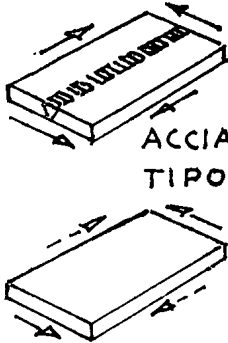
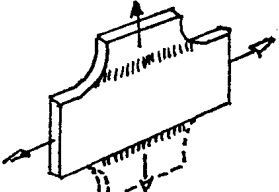
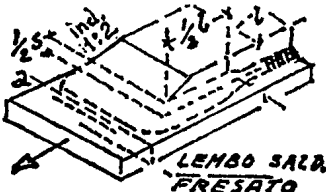
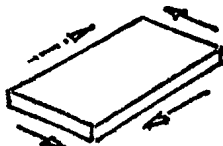
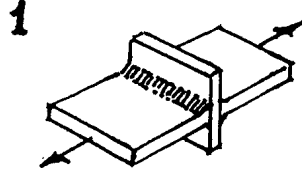
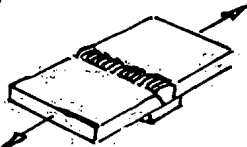
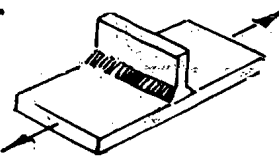
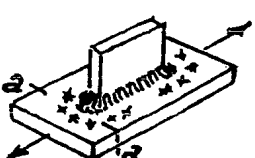
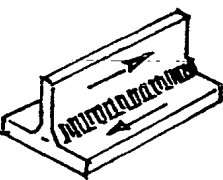
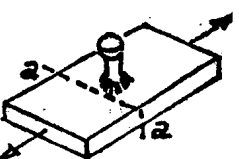
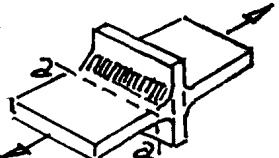
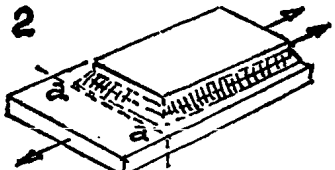
Le tensioni ammissibili a fatica si ricaveranno dai citati diagrammi relativamente al numero massimo di cicli di carico prevedibili nel corso della vita della struttura: 10^5, 6×10^5 e 2×10^6. Detti diagrammi si riferiscono a regimi uniformi di fatica, cioè a cicli di ampiezza costante. Nel caso in cui il fenomeno di fatica si svolga con cicli di ampiezza sensibilmente variabile ed in cui le sollecitazioni d'ampiezza maggiore non si verifichino che per un numero relativamente limitato di cicli, la tensione ammissibile indicata nei diagrammi stessi può essere adeguatamente maggiorata. Sarà cura del progettista stimare, in base allo spettro di carico presunto, l'incremento che può essere dato a queste tensioni.

3.9.1. *Materiale base.*

Gli effetti di fatica nel materiale base devono essere considerati eseguendo la verifica di sicurezza secondo la formula:

$$\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y}{\bar{\sigma}_{am}^2} + \frac{\tau_{xy}^2}{\bar{\tau}_{am}^2} \leq 1$$

I valori σ_{am} e $\bar{\tau}_m$ sono desumibili dalle curve A, B, M ed N dei diagrammi citati in funzione di $\sigma min/\sigma max$.

3.9.2. *Unioni chiodate e bullonate.*

In presenza di fenomeni di fatica non verranno impiegati nelle unioni a taglio bulloni con tolleranze normali; sono ammesse unioni chiodate, ad attrito, ovvero ottenute mediante bulloni torniti in fori calibrati.

In tali casi la verifica del materiale base verrà eseguita con la formula di cui al punto 3.9.1., desumendo i valori di σ_{am} dalle curve B ed E dei citati diagrammi.

3.9.3. *Unioni saldate ed elementi strutturali saldati.*

La verifica per sollecitazioni semplici verrà eseguita in base ai diagrammi 3-I, 3-II e 3-III.

PROSPETTO 3-VI

CURVA	GIUNZIONE O PARTICOLARE STRUTTURALE	INDICAZIONI
A	1 ACCIAIO TIPO 2	Lamiere e profilati prive di fori e di attacchi e collegamenti saldati di qualsiasi genere
B	1 ACCIAIO TIPO 1	Id.
	2 ACCIAIO TIPO 2	Giunto testa a testa di I^a^ classe accuratamente molato a raso con la lamiera al dritto ed al rovescio - Eliminazione di qualsiasi intaglio marginale - Molatura nel senso dello sforzo applicato
	3	Giunzione a doppio coprigiunto con bulloni ad alta resistenza

CURVA	GIUNZIONE O PARTICOLARE STRUTTURALE	INDICAZIONI
C	1 ACCIAIO TIPO 1	Vedi B 2
	2	Giunzione a T con cordoni d'angolo effettuati con saldatura automatica senza riprese - Lembo della lamiera rinchiuso fra i cordoni esente da intagli o discontinuità
	3	Giunto testa a testa di I^a^ classe effettuato, almeno nelle passate superficiali, con saldatura automatica senza riprese; o regolarizzato in superficie con mola eliminando ogni asperità che ne interrompa la continuità longitudinale
D		Giunto testa a testa di 2^a^ classe con superficie regolare ma senza particolari esigenze
E	1	Giunto testa a testa di I^a^ classe con sovraspessore e ripresa dolcemente avviati nel senso dello sforzo ed esente da intagli marginali - In alternativa fresato localmente nelle zone di transizione fino a scomparsa degli intagli
	2	Giunto in croce a completa penetrazione di I^a^ classe col lembo della saldatura localmente fresato sull'elemento che trasmette lo sforzo - Verificare assenza di sfogliature o eccessive segregazioni nella lamiera interna
	3	Lamiera con irrigiditori disposti trasversalmente alla direzione della sollecitazione nella lamiera stessa - Cordoni di saldatura regolari e col lembo sulla lamiera fresato localmente fino a scomparsa di ogni intaglio marginale
	4	Giunzione a T con cordoni d'angolo continui ragionevolmente regolari nell'aspetto ma senza particolari esigenze

CURVA	GIUNZIONE O PARTICOLARE STRUTTURALE	INDICAZIONI
E	5	Giunzione chiodata a doppio coprigiunto con bulloni torniti in fori calibrati
M	ACCIAIO TIPO 2	Acciaio tipo 2 Giunzioni testa a testa di 1ª o 2ª classe ed elementi di lamiera sottoposti a sollecitazioni di taglio
F		Espansioni laterali saldate di costa a completa penetrazione su elemento sollecitato assialmente raccordate con $R \geq 50$ con raccordo molato o fresato; estremità saldate esente da difetti – Vale anche per incroci di elementi piani se saldati come in E 1
	LEMBO SALD. FRESATO	Estremità di doppiature di elementi sollecitati (es. doppiat. piattab.) con spessore gradualmente degradante e lembo della saldatura sull'elemento raddoppiato localmente fresato – La sollecitazione si riferisce alla sezione *aa*
N	ACCIAIO TIPO 1	Acciaio tipo 1 Giunzione testa a testa di 1ª o 2ª classe sottoposte a sollecitazioni di taglio
		Acciaio tipo 1 Elementi di lamiera sottoposti a sollecitazioni di taglio
G	1	Giunto a croce a completa penetrazione di 2ª classe – Verificare assenza di sfogliature o eccessive segregazioni nella lamiera interna

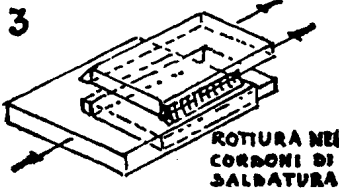
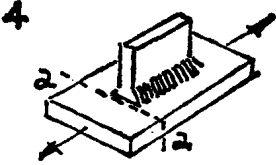
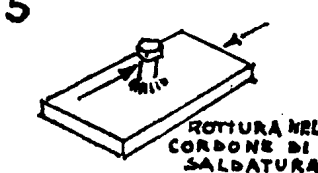
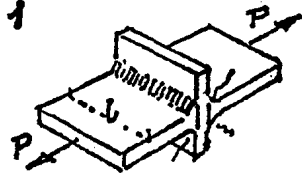
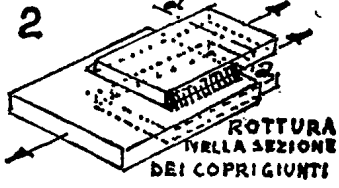
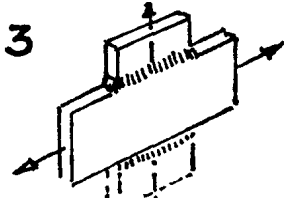
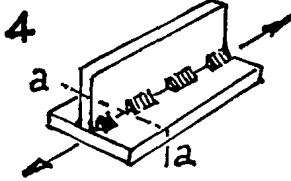
CURVA	GIUNZIONE O PARTICOLARE STRUTTURALE	INDICAZIONI
G	2	Giunto testa a testa di 2ª classe
	3	Giunto testa a testa di 2ª classe su piatto di sostegno
	4	Lamiera con irrigiditori disposti trasversalmente alla direzione della sollecitazione nella lamiera stessa
	5	Estremità di elementi longitudinali applicati, cioè, ad una lamiera nel senso della sollecitazione nella lamiera stessa – Fazzoletti longitudinali applicabili localmente – Lembo saldatura sulla lamiera fresato nelle zone di estremità – Sezione di riferimento della sollecitazione : *aa*
	6	Cordoni di saldatura continui soggetti a sollecitazione di taglio (la curva G si intende limitata al livello delle τ_{am} per sollecitazioni statiche)
	7	Pioli per collaborazione con calcestruzzo saldati su elementi sollecitati – Sezione di riferimento della sollecitazione: sezione *aa*
H	1	Giunto in croce con cordoni d'angolo – Caso di cordoni abbastanza forti per resistere a fatica più che la sezione dell'elemento sollecitato – Sezione di riferimento della sollecitazione: sezione *aa*
	2	Estremità di doppiature di elementi sollecitati (es. doppiat. piattab.) saldata su questi cordoni di saldatura ordinari – La sollecitazione si riferisce alla sezione *aa* dell'elemento raddoppiato

CURVA	GIUNZIONE O PARTICOLARE STRUTTURALE	INDICAZIONI
H	3 — ROTTURA NEI CORDONI DI SALDATURA	Giunzione a doppio coprigiunto con cordoni longitudinali – Rottura per taglio nei cordoni – Sezione di riferimento della sollecitazione ammissibile di taglio *τ* e sezione di gola dei cordoni
	4	Estremità di elementi longitudinali di elementi, cioè, applicati ad una lamiera nel senso della sollecitazione nella lamiera stessa – Fazzoletti longitudinali applicabili localmente – Sezione di riferimento della sollecitazione: sezione *aa*
	5 — ROTTURA NEL CORDONE DI SALDATURA	Pioli per collaborazione con calcestruzzo – Sollecitazione di taglio ammissibile nella saldatura
I	1	Giunto in croce con cordoni d'angolo: cordoni di dimensioni tali da resistere a fatica meno dell'elemento sollecitato – Sollecitazione ammissibile $\sigma = \frac{D}{2_h}$ nelle sezioni di gola ribaltate sull'elemento intermedio
	2 — ROTTURA NELLA SEZIONE DEI COPRIGIUNTI	Giunzione a doppio coprigiunto con cordoni longitudinali – Rottura per trazione nei coprigiunti – Sezione di riferimento della sollecitazione ammissibile *σ*: sezione *aa*
	3	Espansioni laterali saldate di costa a completa penetrazione su elemento sollecitato assialmente senza particolari raccordi alle estremità – Vale anche per incroci di elementi piani
	4	Giunzione a T con cordoni d'angolo a tratti – Sezione di riferimento della sollecitazione ammissibile *σ*: sezione *aa*

DIAGRAMMA 3-I

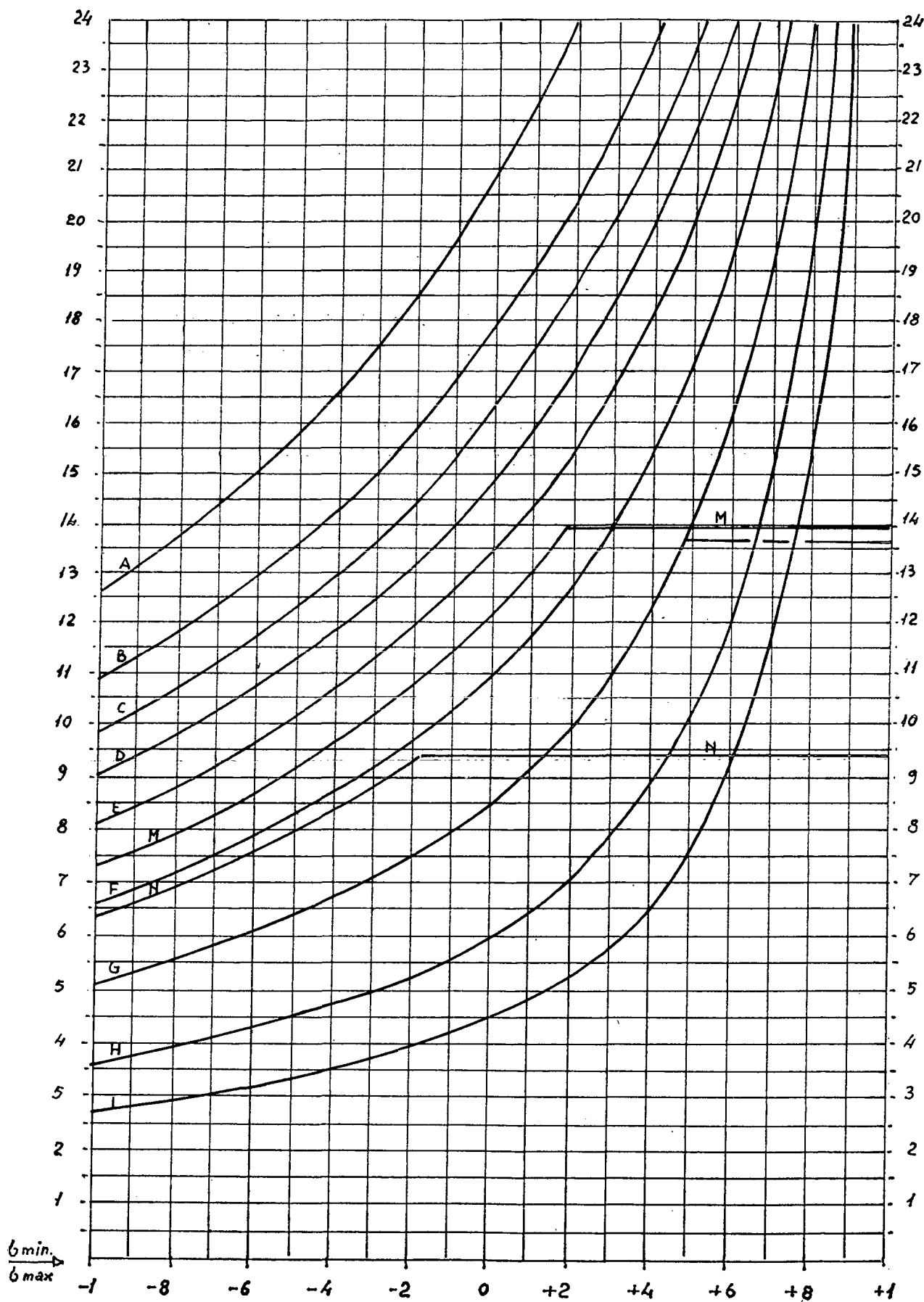



DIAGRAMMA 3-II

TENSIONI AMMISSIBILI A FATICA PER N° DI CICLI 2 X 10⁶

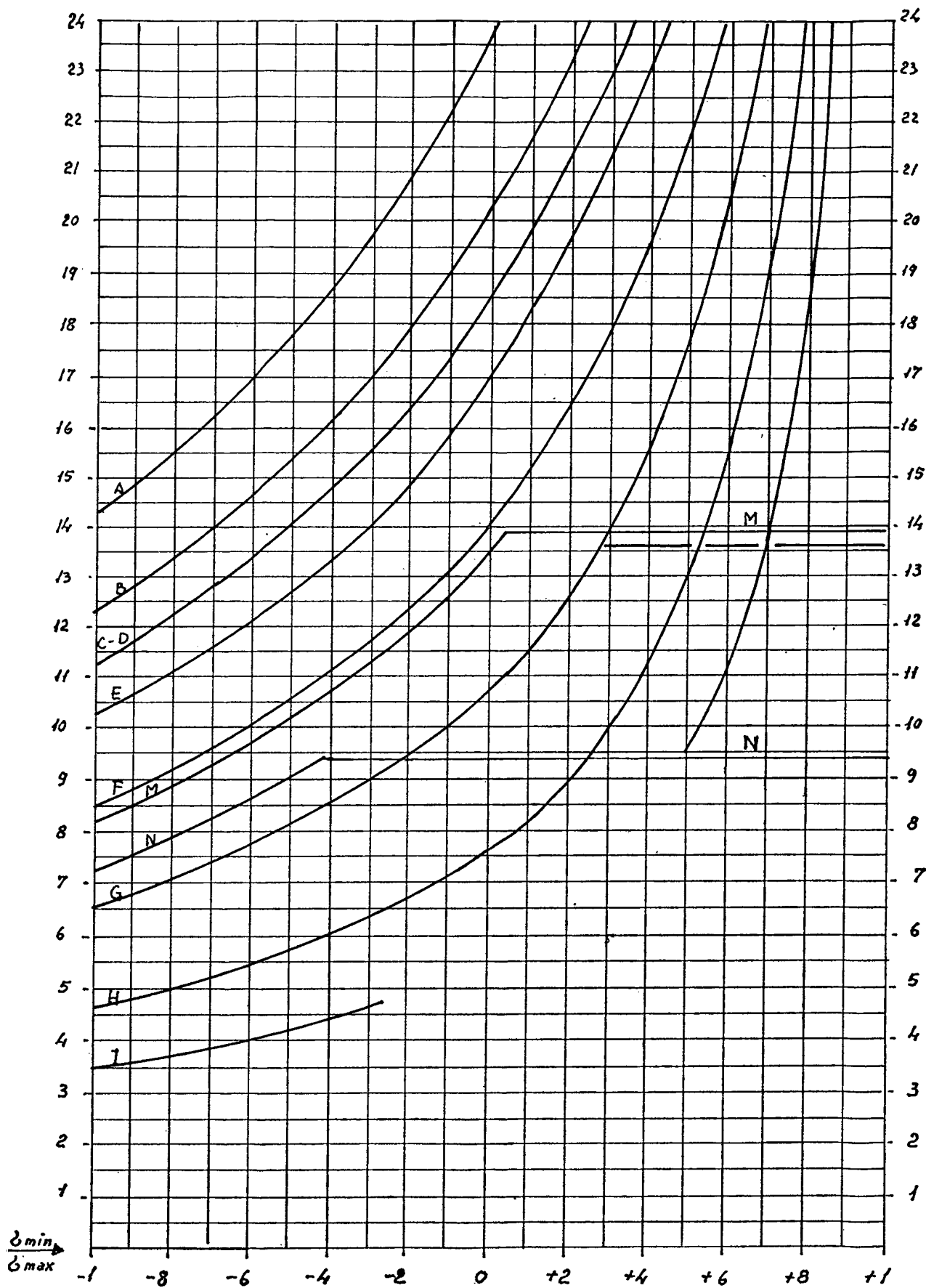
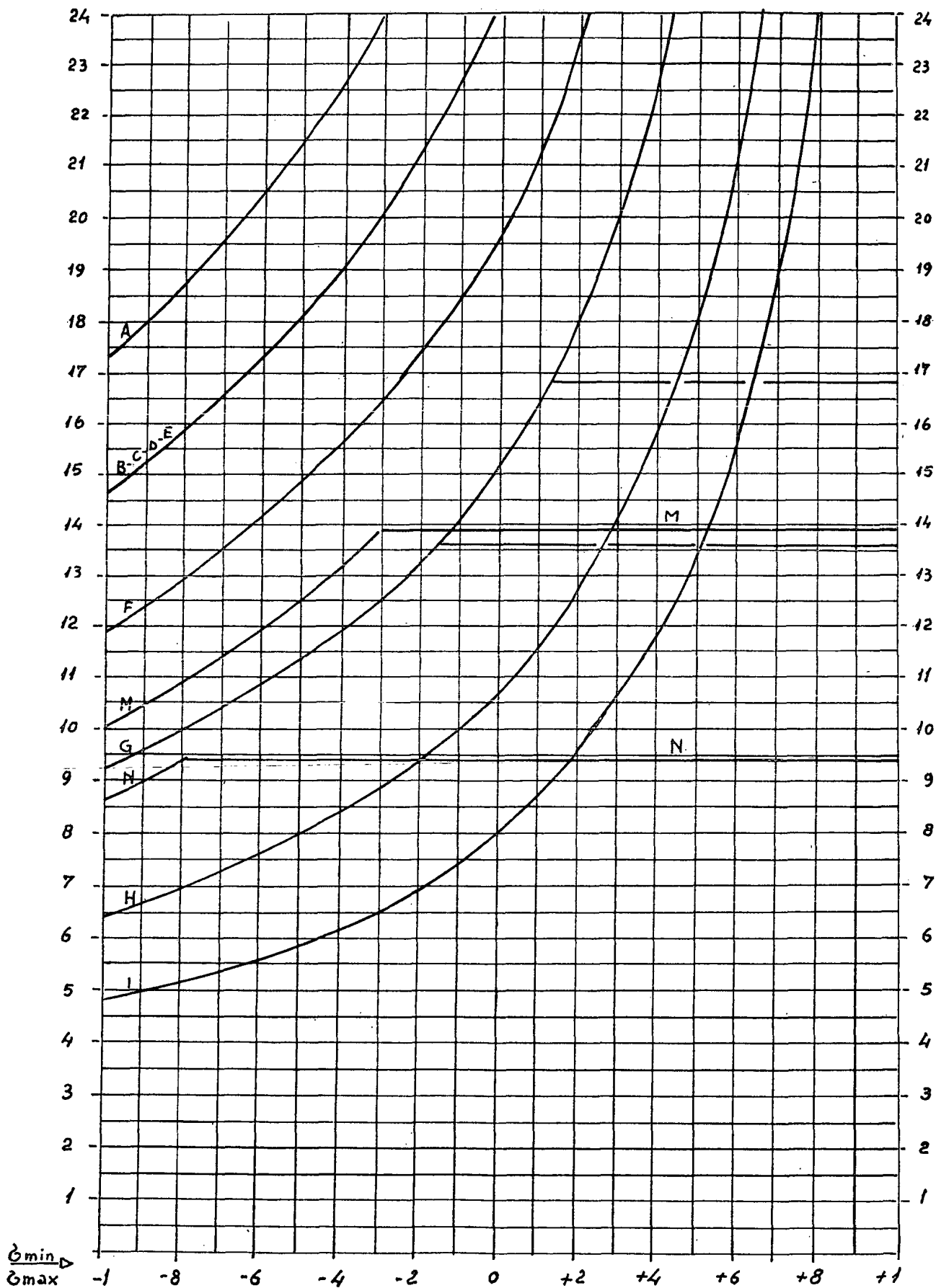



DIAGRAMMA 3-III

TENSIONI AMMISSIBILI A FATICA
PER N° DI CICLI 10^5

4. NORME DI CALCOLO: VERIFICA DI STABILITÀ.

4.0. Generalità.

Oltre alle verifiche di resistenza previste dal precedente paragrafo 3., che in nessun caso potranno essere omesse, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accettare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità. Nel seguito si forniscono i relativi criteri di verifica, limitatamente ai casi più comuni e si definiscono i corrispondenti valori del coefficiente di sicurezza per la condizione di carico I. Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico, adottando un rapporto fra i rispettivi coefficienti di sicurezza pari a 1,125, conformemente al paragrafo 3.0.1.

Le verifiche verranno condotte tenendo conto degli eventuali effetti dinamici, ma senza considerare le riduzioni delle tensioni ammissibili connesse ai fenomeni di fatica.

4.1 Aste compresse.

4.1 0. *Generalità.*

Le norme qui contemplate valgono soltanto se, per le modalità di progetto, l'asta può, senza apprezzabile errore, considerarsi compressa secondo il suo asse; non sono pertanto applicabili quando, conformemente al progetto, lo sforzo di compressione agisca con eccentricità nota, o l'asse dell'asta possieda curvatura prestabilità, ovvero l'asta, oltrechè compressa, sia soggetta ad azioni flettenti.

Le norme cioè si riferiscono ad aste, che se scariche, si scostino dalla configurazione idealmente rettilinea di una quantità f_0 al massimo pari a 1/1000 della lunghezza di libera inflessione, come definito nel paragrafo 4.1 1 1. Nel caso in cui, per cause indipendenti dalle modalità di progetto, tale scostamento sisultasse maggiore, bisognerà procedere alla verifica a pressoflessione indicata nel paragrafo 4.3. mettendo in conto l'intera eccentricità f_0.

4.1.1 *Asta semplice.*

4.1 1.1

Dicesi lunghezza libera d'inflessione la lunghezza $l=\beta l_0$, da sostituire nel calcolo alla lunghezza l_0 dell'asta quale risulta nello schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di flessione considerato.

4.1.1.1.1

Nelle condizioni di vincolo elementari, per la flessione nel piano considerato, si assumono i valori seguenti:

β = 1,0 se i vincoli dell'asta possono assimilarsi a cerniere;

β = 0,7 se i vincoli possono assimilarsi a incastri;

β = 0,8 se un vincolo è assimilabile all'incastro ed uno alla cerniera;

β = 2,0 se l'asta è vincolata ad un solo estremo con incastro perfetto; in tal caso l_0 è la distanza tra la sezione incastrata e quella di applicazione del carico.

4.1.1.1.2.

Per le aste facenti parte di strutture si adottano i seguenti criteri:

— aste di corrente di travi reticolari piane. Per valutare la flessione nel piano della travatura si pone $\beta=1$; per la flessione nel piano normale a quello di travatura, si assume ancora $\beta=1$ se esistono alle estremità dell'asta ritegni trasversali adeguatamente rigidi; per ritegni elasticamente cedevoli, si dovrà effettuare una verifica apposita; quando applicabile si potà far ricorso al procedimento approssimato di cui al paragrafo 4.1 6.;

— aste di parete. Per la flessione nel piano parete si assumerà $\beta = \frac{l'_0}{l_0}$, comunque non minore di 0,8, essendo l'_0 la distanza tra i baricentri delle chiodature o delle saldature di attacco alle estremità.

Se, all'incrocio tra un'asta compressa e una tesa, l'attacco tra le due aste ha una resistenza non minore di 1/5 di quella dell'attacco di estremità dell'asta compressa, il punto di incrocio potrà considerarsi impedito di spostarsi nel piano della parete; in ogni caso però la lunghezza da considerare non dovrà essere minore di l = 0,5 l_0. Per l'inflessione nel piano normale a quello della parete, in assenza di più precisa determinazione, si assumono i coefficienti β indicati nel paragrafo 4.1.1 1.1.

4.1 1.1 3.

Per le colonne dei fabbricati, provviste di ritegni trasversali rigidi in corrispondenza dei piani, tali cioè da impedire gli spostamenti orizzonatali dei nodi, si assume β = 1.

Per il tronco più basso la lunghezza l_0 deve essere valutata a partire dalla piastra di appoggio.

L'eventuale presenza di pannelli a tutt'altezza sufficientemente rigidi e robusti potrà essere considerata nella determinazione della lunghezza libera di flessione delle colonne di fabbricati civili ed industriali, qualora si provveda a rendere solidali tra loro i pannelli e le colonne.

4.1 1 2.

Si definisce snellezza di un'asta prismatica, in un suo piano principale d'inerzia, il rapporto $\lambda = l/i$

dove :

l è la lunghezza libera di flessione nel piano principale considerato, dipendente come specificato nel punto 4.1 1.1., dalle modalità di vincolo alle estremità dell'asta;

i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale, giacente nello stesso piano principale in cui si valuta l.

La snellezza non deve superare il valore 200 per le membrature principali e 250 per quelle secondarie: in presenza di azioni dinamiche rilevanti i suddetti valori vengono limitati rispettivamente a 150 e 200.

4.1.1 3.

La verifica di sicurezza di un'asta di effettuerà nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Dovrà essere :

$$\frac{\sigma_0}{\sigma} \geq 1,5$$

dove:

$\sigma_c = \frac{N_c}{A}$ è la tensione critica corrispondente alla forza N_c che provoca l'inflessione laterale dell'asta nel piano che si considera;

$\sigma = \frac{N}{A}$ è la tensione assiale di compressione media nella sezione della membratura corrispondente al carico assiale N effettivamente presente.

4.1.1.3.1.

Per la verifica delle sezioni doppiamente simmetriche o di quelle dotate di un unico asse di simmetria ortogonale (limitatamente al caso di inflessione laterale nella direzione di questo asse), i valori della tensione critica σ_c sono deducibili in funzione della tensione di snervamento dal prospetto 4-I. In esso sono tabulari i rapporti σ_c/σ_s per tre diverse categorie di sezioni, in funzione del rapporto λ/λ_p essendo:

$\lambda_p = \pi\sqrt{\frac{E}{\sigma_s}}$ la snellezza corrispondente al limite di validità del comportamento in fase puramente elastica dell'asta.

I valori di cui al prospetto 4-I sono riportati sul diagramma 4-I

La curva *a*) si riferisce alle aste semplici costituite da tipi di laminati diversi da quelli elencati in seguito o di sezioni aperte composte mediante saldatura e a tutte le aste composte da più profilati.

La curva *b*) si riferisce alle aste semplici costituite da

1) sezioni a doppio T laminate, in cui il rapporto fra l'altezza h del profilo e la larghezza b delle ali sia tale che $h/b \geq 1,2$ (ad esempio *HE* per $h \geq 360$ mm, ed *IPE*);

2) sezioni a doppio T laminate in cui le ali siano rinforzate da piatti ad esse saldati;

3) sezioni chiuse a cassone composte mediante saldatura.

La curva *c*) si riferisce ai tubi quadri, rettangoli o tondi.

Per spessori $s \geq 30$ mm, i valori delle tensioni critiche σ_c devono venire ridotti del 10 %.

Nel caso in cui vengano disposti dei piatti saldati a rinforzo delle ali di un profilo a doppio T laminato, verrà assunto come spessore s il maggiore fra i valori dello spessore dell'ala e quello del piatto di rinforzo.

4.1.1.3.2.

Per la verifica all'inflessione laterale in una direzione non coincidente con un asse di simmetria ortogonale della sezione, in assenza di una analisi rigorosa del problema relativamente all'effetto combinato di flessione e torsione, potranno ancora adottarsi i valori della tensione critica forniti dalla curva *a* del prospetto 4-I, facendo riferimento ad una snellezza ideale λ^* correlata alla snellezza effettiva λ dalle relazioni:

$\lambda^* = \lambda$ per $\lambda \leq 100$

$\lambda^* = (1,2\,\lambda - 20)$ per $100 < \lambda \leq 220$.

4.1.1.4.

In conformità a quanto disposto al paragrafo 4.1.1.3., la verifica di sicurezza di un'asta compressa potrà effettuarsi nella ipotesi che la sezione trasversale sia compressa da una forza assiale N maggiorata del coefficiente ω.

Dovrà cioè essere:

$$\frac{\omega N}{A} = \sigma_{am}$$

I valori dei coefficienti ω in funzione di λ sono riportati nei prospetti 4-II*a* per l'acciaio di tipo 1 e 4-III*a* per l'acciaio di tipo 2, ferme restando le altre prescrizioni contenute nei paragrafi 4.1.1.3.1 e 4.1.1.3.2., e salvo quanto precisato ai paragrafi 4.1.1.4.1. e 4.1.1.4.2.

4.1.1.4.1

Si impiegheranno i coefficienti ω riportati nei prospetti 4-II*b* e 4-III*b*, nel caso in cui la membratura compressa sia costituita da sezioni da verificarsi secondo la curva *b*) del paragrafo 4.1.1.3.1.

4.1.1.4.2.

Si impiegheranno i coefficienti ω riportati nei prospetti 4-II*c* e 4-III*c*, nel caso in cui la membratura compressa sia costituita da un tubo quadro, rettangolo o tondo.

4.1.1.4.3.

Per spessori $s = 30$ mm, i valori del coefficiente ω, per tutti i prospetti richiamati, devono essere aumentati del 10 %.

4.1.1.4.4.

Nei diagrammi 4-II e 4-III sono riportate le tensioni critiche e i coefficienti ω, in funzione della snellezza della asta.

4.1.2. *Aste composte.*

4.1.2.1.

La verifica per le aste costituita da due correnti uguali si conduce secondo il metodo indicato nel punto 4.1.1., per le aste semplici, e con i coefficienti dei prospetti 4-II*a* e 4-III*a*, valutando però la snellezza con le modalità indicate nei punti 4.1.2.2., 4.1.2.3. e 4.1.2.4.

Le espressioni approssimate della snellezza in essi riportate si intendono applicabili quando l'importanza dell'opera non richieda procedimenti di calcolo più rigorosi.

4.1.2.2.

Sezioni composte da più elementi collegati fra loro con calastrelli o tralicci.

Aste composte da più elementi collegati fra loro con calastrelli o tralicci del tipo di quelle rappresentate in fig. 4-1 possono verificarsi come segue:

per la verifica all'inflessione laterale in direzione normale a un'asse principale di inerzia che taglia tutte le sezioni degli elementi componenti l'asta (asse *xx* di fig. 4-1) la snellezza si valuta come per un'asta semplice.

per la verifica all'inflessione laterale in direzione normale a un'asse principale di mezzeria che non taglia tutte le sezioni degli elementi componenti l'asta (asse *yy* di fig. 4-1) bisogna distinguere fra i due tipi di collegamento dei correnti, a calastrello o a traliccio.

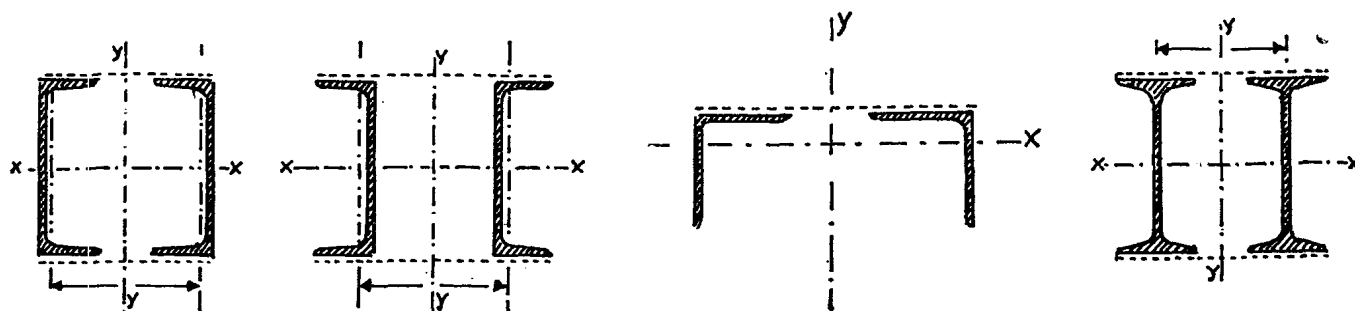



Fig. 4-1

4.1.2.2.1

Nel caso di collegamento a calastrelli, se la deformalità di questi è trascurabile rispetto a quella dei correnti, si assume la snellezza ideale:

$$\lambda^*_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$$

dove

$\lambda_y = \dfrac{\beta\, l_o}{i_y}$, con i_y raggio d'inerzia di tutta la sezione rispetto all'asse y-y;

$\lambda_1 = \dfrac{l_1}{i_{1\,min}}$, in cui l_1 è l'interasse dei calastrelli ed $i_{1\,min}$ è il raggio minimo di inerzia della sezione dell'elemento singolo; per l'applicabilità della formula deve risultare:

$$\frac{l_1}{i_{1y}} \leq \frac{\lambda x}{2}\left(4 - 3\,\frac{\omega N}{A\,\sigma_{am}}\right) \quad \text{quando} \quad \frac{\lambda x}{2}\left(4 - 3\,\frac{\omega N}{A\,\sigma_{am}}\right) > 50$$

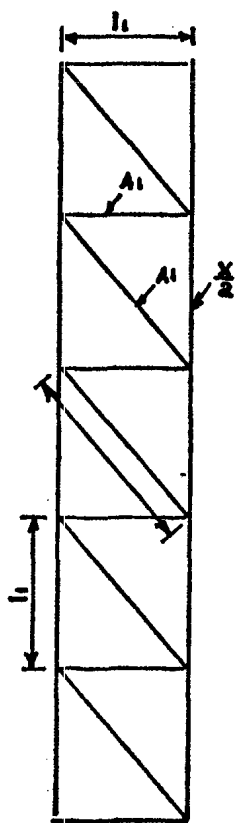
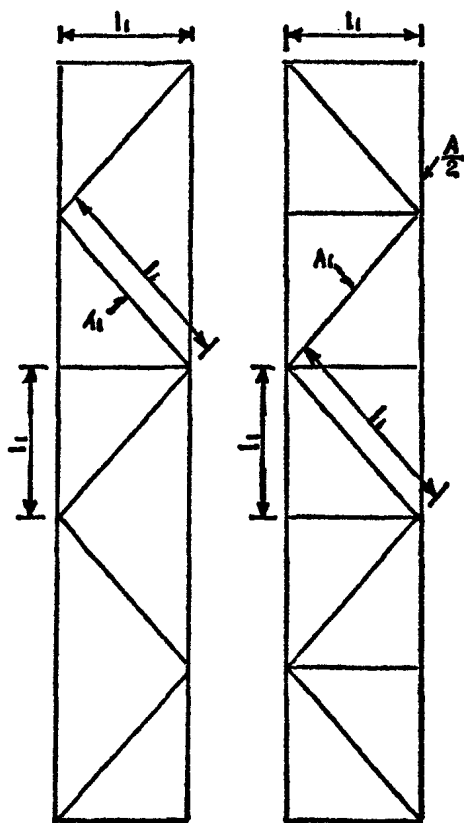
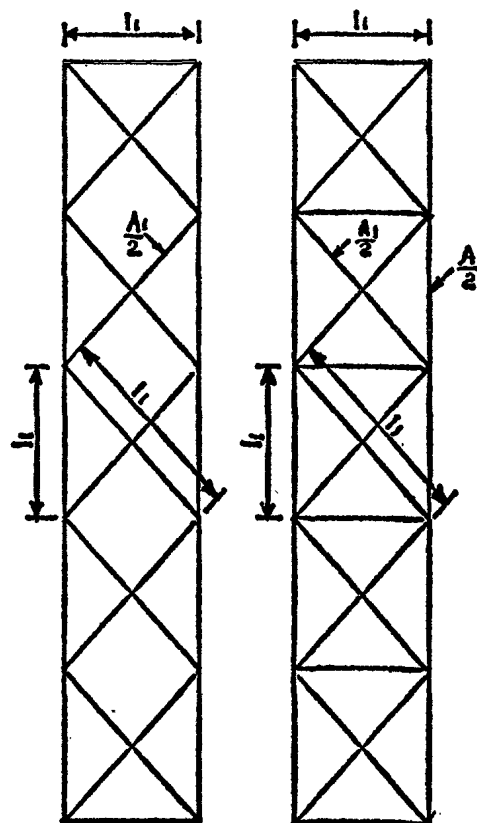
$$\frac{l_1}{i_{1y}} \leq 50 \quad \text{quando} \quad \frac{\lambda x}{2}\left(4 - 3\,\frac{\omega N}{A\,\sigma_{am}}\right) \leq 50$$

essendo N il carico totale agente sull'asta composta, A la sezione trasversale complessiva ed ω relativo a λ^*_y.

4.1.2.2.2.

Nel caso di sezioni con collegamento a traliccio, secondo gli schemi *a*) e *b*) delle figure 4-2, 4-3 e 4-4:

schema *a*) parete corrispondente allo schema reticolare della figura 4-2; si assume la snellezza equivalente:

$$\lambda^*_y = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{10\,A}{l_c\, l_t^2}\left(\frac{l_d^3}{A_d} + \frac{l_t^3}{A_t}\right)}$$

Schema *a*)
Fig. 4-2

Schema *b*)
Fig. 4-3

Schema *c*)
Fig. 4-4

schema b) parete corrispondente agli schemi reticolari delle figure 4-3 e 4-4; si assume

$$\lambda_y^* = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{10\ A\ l_d^3}{l_c\ l_t^2\ A_d}}$$

dove

λ_y è la snellezza definita nel punto precedente;

A è la sezione complessiva di entrambi i correnti;

A_d è la sezione di una diagonale, per gli schemi delle figure 4-2 e 4-3, e delle 2 diagonali in un campo, per gli schemi della figura 4-4;

A_t è la sezione del montante;

l_d è la lunghezza della diagonale;

l_t è l'interasse dei correnti;

l_c è la lunghezza della diagonale proiettata sull'asse dell'asta.

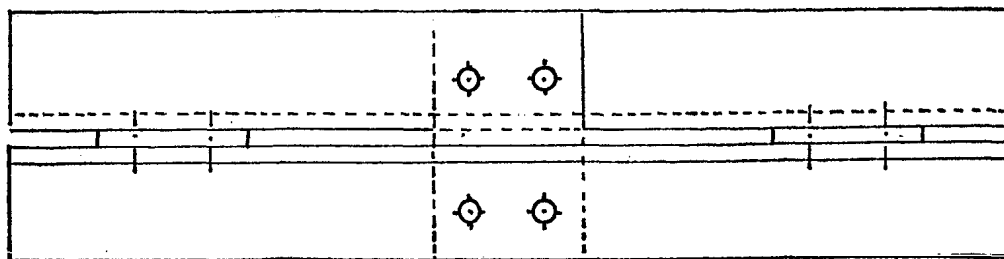
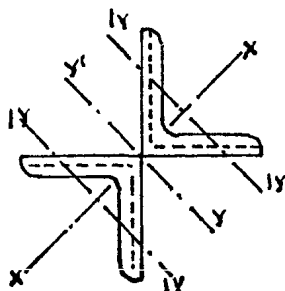
Occorre inoltre verificare, per ambedue i tipi di parete, la stabilità locale di ciascun corrente per la quota di carico ad esso affidata come indicato nel paragrafo 4.1.1.1.

4.1.2.2.3.

I collegamenti trasversali delle aste composte compresse ed i relativi attacchi ai correnti, qualora l'importanza della opera non richieda valutazioni più rigorose, potranno proporzionarsi per la forza:

$$T^* = \omega \frac{N}{100}$$

che verrà maggiorata del 25 % in presenza di azioni dinamiche e nella quale il coefficiente ω è indicato nei prospetti 4-IIa e 4-IIIa, in funzione della snellezza equivalente λ^* dell'asta, ed N è la forza assiale totale per la quale si vuole effettuare la verifica. Se il collegamento è realizzato con calastrelli, la forza T^* deve essere maggiorata della quantità 5 $(l_t/i_{1\ min} - 20)$% quando la distanza massima l_t tra gli assi dei correnti supera il valore $20\ i_{1\ min}$.

I calastrelli di collegamento si calcolano ammettendo che il taglio T^* si ripartisca in quote uguali tra i correnti (vedere figura 4-5).

I calastrelli devono suddividere l'asta almeno in tre campi ed essere distanziati in modo da ottenere un interasse costante. Il loro collegamento a ciascuno dei correnti deve essere effettuato o con cordoni di saldatura o con almeno due chiodi o due bulloni, calibrati o ad attrito.

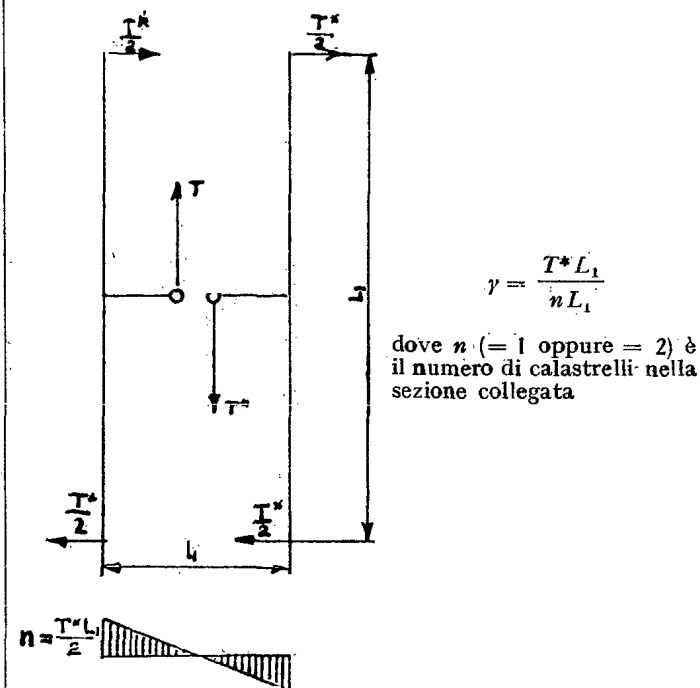



Fig. 4-5

4.1.2.3. Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli.

Per aste composte da due o quattro profili posti ad un intervallo pari allo spessore delle piastre di attacco dei nodi e comunque a una distanza non maggiore di 3 volte il loro spessore, la verifica può essere condotta come per un'asta semplice purchè i collegamenti siano disposti ad interasse non maggiore di 50 i_n per acciaio tipo 1 e 40 i_{min} per acciaio tipo 2.

In particolare per le aste composte da due cantonali posti a croce (fig. 4-6) i collegamenti dovranno essere realizzati con calastrelli alternativamente ortogonali fra loro.

Per ogni attacco i calastrelli vanno uniti agli elementi mediante saldatura ovvero con almeno due chiodi o due bulloni, calibrati o ad attrito, secondo quanto prescritto nel paragrafo 4.1.2.2.3.

Fig. 4-6

4.1.2.4. Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con imbottiture.

Aste composte da due o quattro profili uguali posti ad un intervallo pari allo spessore delle piastre di attacco e comunque a una distanza non maggiore di 3 volte lo spessore del profilo (vedi fig. 4-7), in mancanza di una determinazione più rigorosa della tensione critica possono verificarsi come segue.

4.1.2.4.1.

Se il collegamento ha la sola funzione geometrica di contrastare la inflessione laterale in direzione di un'asse principale di inerzia del singolo profilo (ad esempio la inflessione in direzione normale all'asse 1_{min} dei profili *a*) e *b*) di fig. 4-7) e di conseguenza la snellezza dell'asta venga valutata con riferimento a un differente raggio di inerzia del profilo singolo, (ad esempio attorno all'asse *xx* di fig. 4-7 casi *a*) e *b*) la verifica potrà condursi come per un'asta semplice.

I collegamenti saranno costituiti da piastre di imbottitura saldate o collegate con chiodi o bulloni, normali od ad attrito, disposti a un intervallo non maggiore di $50\, i_{min}$.

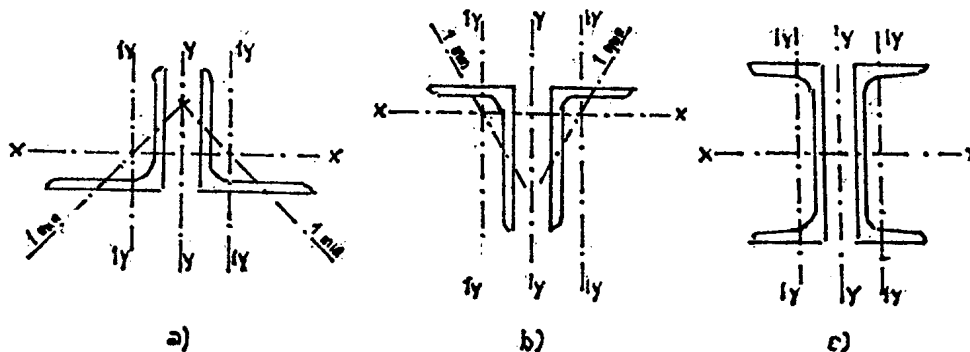



Fig. 4-7

4.1.2.4.2.

Se il collegamento ha invece la funzione statica di contrastare la inflessione in direzione normale a un'asse principale di inerzia della sezione composta con non tagli tutte le sezioni degli elementi che la compongono (ad esempio l'asse *yy* della fig. 4-7) e pertanto la snellezza venga valutata con riferimento ad un raggio di inerzia più grande che non a quello del profilo singolo nella stessa direzione, la verifica dell'asta potrà condursi come per un'asta semplice ma assumendo una snellezza equivalente pari a:

$$\lambda^* = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2}$$

essendo:

λ la snellezza effettiva dell'asta

$\lambda_1 = \frac{l_1}{i_{min}}$ ove l_1 è l'interasse del collegamento e i_{min} è il raggio minimo di inerzia del profilo semplice.

In ogni caso λ_1 non dovrà superare 50 per acciaio tipo 1 e 40 per acciaio tipo 2.

I collegamenti dovranno dividere in almeno tre campi l'asta e ognuno di essi dovrà essere costituito da una piastra di imbottitura saldata o collegata con almeno due chiodi, due bulloni ad attrito o due bulloni torniti in fori calibrati disposti secondo l'asse della membratura (vedi fig. 4-8).

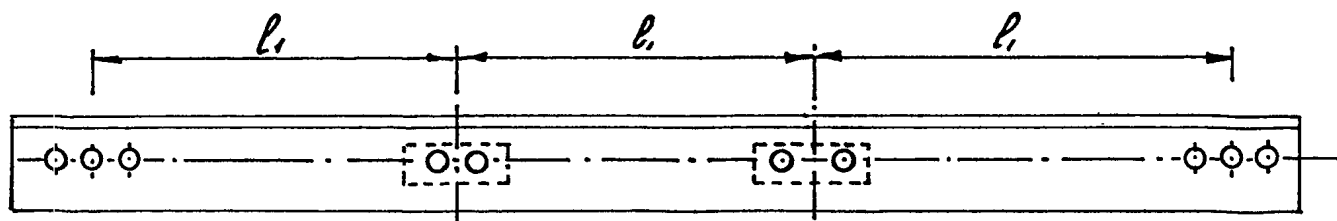
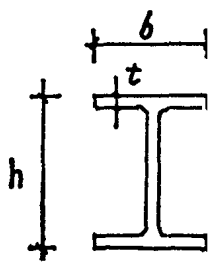
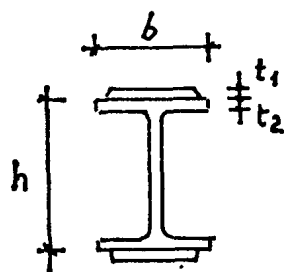
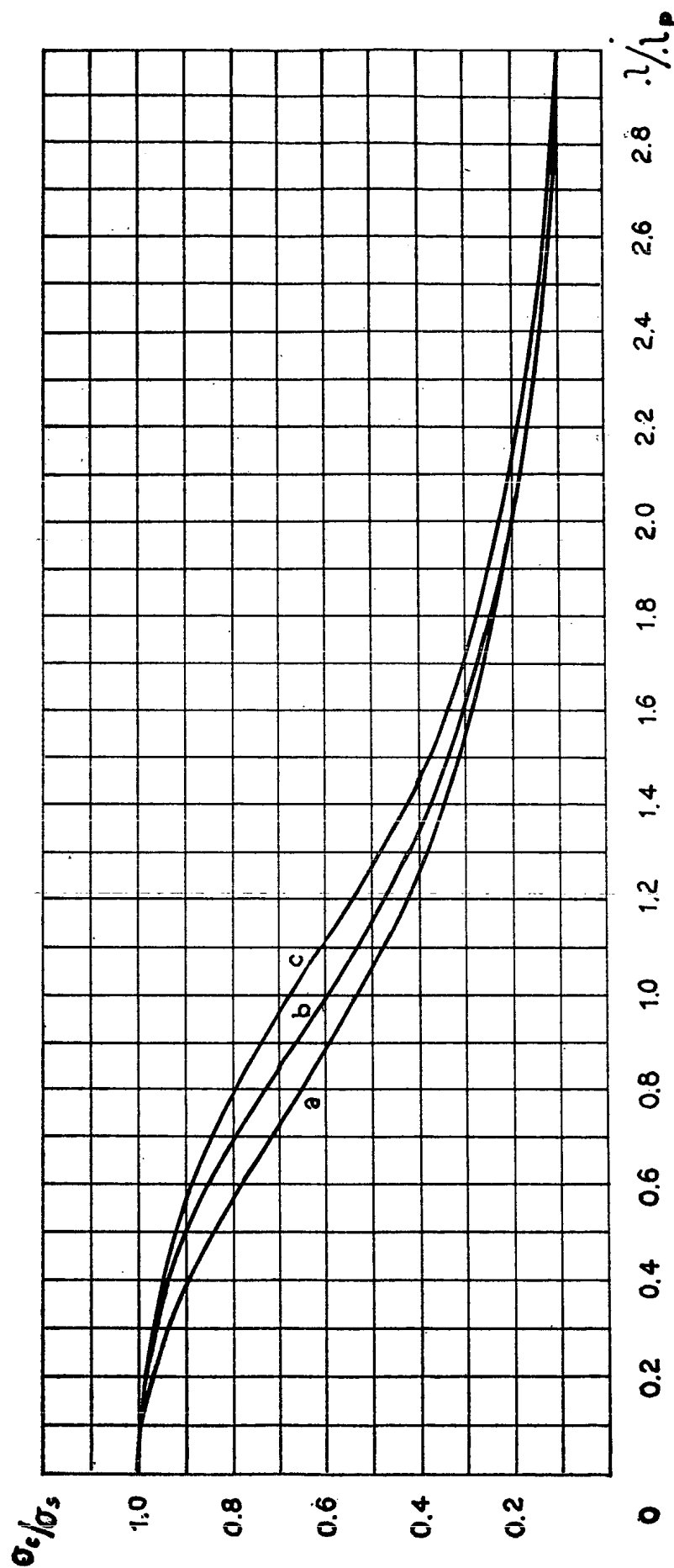



Fig. 4-8

DIAGRAMMA 4-I

PROSPETTO 4 I

λ/λ_v	σ_c/σ_s			Aste	Forma della sezione	Curva σ_c/σ_s	Coefficiente ω
	Curva A	Curva B	Curva C	Semplici o composte	generica	*a*)	4 II*a* 4 III*a*
.00	1.000	1.000	1.000				
.10	.989	.991	.992				
.20	.970	.980	.982				
.30	.938	.963	.967				
.40	.896	.939	.947		laminati		
.50	.843	.904	.919				
.60	.783	.857	.885		$h/b \geq 1,2$		
.70	.719	.797	.844				
.80	.655	.731	.796				
.90	.593	.663	.739				
1.00	.537	.599	.674				
1.10	.486	.538	.606				
1.20	.439	.481	.540				
1.30	.395	.429	.480	Semplici	laminati rinforzati con piatti saldati	*b*)	4 II*b* 4 III*b*
1.40	.357	.383	.427				
1.50	.323	.343	.381		$t = \max t_i$		
1.60	.293	.308	.341				
1.70	.266	.277	.306				
1.80	.241	.250	.277				
1.90	.219	.226	.251				
2.00	.200	.205	.228				
2.10	.183	.188	.208		chiusa, a cassone, saldata		
2.20	.169	.173	190				
2.30	.158	.159	175				
2.40	.147	.147	162				
2.50	.137	.137	149				
2.60	.128	.128	138				
2.70	.119	.119	128				
2.80	.110	.110	.119				
2.90	.103	103	112				
3.00	.096	.096	105	Semplici	tubi quadri, rettangoli o tondi, saldati o laminati		4 II*c* 4 III*c*

PROSPETTO 4 II-*a*

Coefficienti Omega

ACCIAIO TIPO 1 - CURVA *a*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0
10	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	10
20	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	20
30	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	1.13	30
40	1.13	1.14	1.15	1.16	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	1.21	40
50	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	1.32	50
60	1.33	1.34	1.35	1.36	1.38	1.39	1.40	1.42	1.43	1.45	60
70	1.46	1.48	1.49	1.51	1.52	1.54	1.55	1.57	1.59	1.60	70
80	1.62	1.64	1.66	1.67	1.69	1.71	1.73	1.75	1.77	1.79	80
90	1.81	1.83	1.84	1.86	1.88	1.90	1.92	1.95	1.97	1.99	90
100	2.01	2.03	2.05	2.08	2.10	2.12	2.15	2.17	2.19	2.22	100
110	2.24	2.27	2.29	2.32	2.34	2.37	2.40	2.42	2.45	2.48	110
120	2.51	2.53	2.56	2.59	2.62	2.65	2.68	2.71	2.74	2.77	120
130	2.80	2.83	2.86	2.89	2.92	2.95	2.98	3.02	3.05	3.08	130
140	3.11	3.15	3.18	3.21	3.25	3.28	3.32	3.35	3.39	3.42	140
150	3.46	3.50	3.53	3.57	3.61	3.64	3.68	3.72	3.76	3.80	150
160	3.84	3.88	3.92	3.96	4.00	4.05	4.09	4.14	4.18	4.23	160
170	4.27	4.32	4.36	4.41	4.45	4.50	4.55	4.59	4.64	4.68	170
180	4.73	4.77	4.82	4.86	4.91	4.96	5.00	5.05	5.10	5.15	180
190	5.20	5.25	5.30	5.35	5.40	5.45	5.50	5.55	5.59	5.64	190
200	5.69	5.74	5.79	5.84	5.89	5.93	5.98	6.03	6.08	6.13	200
210	6.17	6.22	6.26	6.31	6.36	6.40	6.45	6.50	6.55	6.59	210
220	6.64	6.69	6.74	6.79	6.84	6.89	6.95	7.00	7.06	7.11	220
230	7.17	7.23	7.29	7.35	7.40	7.46	7.51	7.57	7.63	7.68	230
240	7.74	7.80	7.86	7.92	7.98	8.04	8.10	8.16	8.23	8.29	240
250	8.36										250

PROSPETTO 4 II-*b*

Coefficienti Omega

ACCIAIO TIPO 1 - CURVA *b*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	0
10	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	10
20	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	20
30	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	1.07	1.07	30
40	1.08	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	1.12	40
50	1.13	1.13	1.14	1.15	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.19	50
60	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	1.25	1.26	1.27	1.29	1.30	60
70	1.31	1.32	1.34	1.35	1.36	1.38	1.39	1.41	1.42	1.44	70
80	1.45	1.47	1.48	1.50	1.51	1.53	1.55	1.56	1.58	1.60	80
90	1.62	1.63	1.65	1.67	1.69	1.71	1.73	1.75	1.77	1.79	90
100	1.81	1.83	1.85	1.88	1.90	1.92	1.94	1.97	1.99	2.02	100
110	2.04	2.07	2.09	2.12	2.14	2.17	2.20	2.22	2.25	2.28	110
120	2.31	2.34	2.36	2.39	2.42	2.45	2.48	2.51	2.54	2.58	120
130	2.61	2.64	2.67	2.70	2.74	2.77	2.80	2.83	2.87	2.90	130
140	2.94	2.97	3.01	3.04	3.08	3.11	3.15	3.19	3.22	3.26	140
150	3.30	3.33	3.37	3.41	3.45	3.49	3.53	3.57	3.61	3.65	150
160	3.70	3.74	3.78	3.82	3.86	3.91	3.95	3.99	4.03	4.07	160
170	4.11	4.15	4.20	4.24	4.29	4.34	4.39	4.44	4.49	4.54	170
180	4.58	4.63	4.68	4.73	4.78	4.83	4.88	4.93	4.98	5.03	180
190	5.08	5.13	5.17	5.22	5.27	5.32	5.37	5.42	5.47	5.52	190
200	5.57	5.62	5.67	5.72	5.77	5.82	5.87	5.93	5.98	6.03	200
210	6.08	6.13	6.19	6.24	6.30	6.35	6.41	6.46	6.52	6.58	210
220	6.64	6.69	6.74	6.79	6.84	6.89	6.95	7.00	7.06	7.11	220
230	7.17	7.23	7.29	7.35	7.40	7.46	7.51	7.57	7.63	7.68	230
240	7.74	7.80	7.86	7.92	7.98	8.04	8.10	8.16	8.23	8.29	240
250	8.36										250

PROSPETTO 4 II-*c*

Coefficienti Omega

ACCIAIO TIPO 1 - CURVA *c*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	0
10	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	10
20	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	20
30	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	1.06	30
40	1.06	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.09	1.10	40
50	1.10	1.11	1.11	1.12	1.12	1.13	1.13	1.14	1.14	1.15	50
60	1.15	1.16	1.17	1.17	1.18	1.18	1.19	1.20	1.20	1.21	60
70	1.22	1.23	1.24	1.24	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.30	70
80	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	1.37	1.38	1.40	1.41	1.42	80
90	1.44	1.45	1.47	1.48	1.50	1.52	1.53	1.55	1.57	1.59	90
100	1.61	1.63	1.65	1.67	1.69	1.71	1.73	1.75	1.77	1.79	100
110	1.82	1.84	1.86	1.89	1.91	1.93	1.96	1.98	2.01	2.03	110
120	2.06	2.09	2.11	2.14	2.17	2.19	2.22	2.25	2.28	2.31	120
130	2.34	2.37	2.40	2.43	2.46	2.49	2.52	2.55	2.58	2.61	130
140	2.64	2.68	2.71	2.74	2.77	2.81	2.84	2.88	2.91	2.94	140
150	2.98	3.01	3.05	3.09	3.12	3.16	3.19	3.23	3.27	3.30	150
160	3.34	3.38	3.41	3.45	3.49	3.53	3.57	3.61	3.64	3.68	160
170	3.72	3.77	3.81	3.85	3.89	3.93	3.97	4.01	4.05	4.09	170
180	4.13	4.17	4.22	4.26	4.30	4.35	4.39	4.44	4.48	4.53	180
190	4.57	4.62	4.66	4.71	4.76	4.81	4.85	4.90	4.95	5.00	190
200	5.04	5.09	5.14	5.19	5.24	5.29	5.34	5.39	5.44	5.48	200
210	5.53	5.58	5.63	5.67	5.72	5.77	5.82	5.87	5.92	5.97	210
220	6.02	6.07	6.12	6.17	6.23	6.28	6.34	6.40	6.45	6.51	220
230	6.57	6.63	6.69	6.74	6.80	6.85	6.91	6.97	7.02	7.08	230
240	7.14	7.20	7.26	7.32	7.38	7.44	7.50	7.56	7.62	7.68	240
250	7.74										250

PROSPETTO 4 III-*a*

Coefficienti Omega

ACCIAIO TIPO 2 - CURVA *a*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0
10	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.05	10
20	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.10	1.11	20
30	1.11	1.12	1.13	1.14	1.15	1.15	1.16	1.18	1.19	1.20	30
40	1.21	1.22	1.23	1.24	1.26	1.27	1.28	1.30	1.31	1.33	40
50	1.34	1.36	1.37	1.39	1.41	1.42	1.44	1.46	1.48	1.50	50
60	1.51	1.53	1.55	1.57	1.59	1.61	1.64	1.66	1.68	1.70	60
70	1.72	1.75	1.77	1.79	1.82	1.84	1.87	1.89	1.91	1.94	70
80	1.97	1.99	2.02	2.05	2.07	2.10	2.13	2.16	2.19	2.22	80
90	2.25	2.28	2.31	2.34	2.37	2.41	2.44	2.47	2.51	2.54	90
100	2.58	2.61	2.65	2.68	2.72	2.76	2.79	2.83	2.87	2.90	100
110	2.94	2.98	3.02	3.06	3.10	3.14	3.18	3.22	3.27	3.31	110
120	3.35	3.39	3.44	3.48	3.53	3.57	3.62	3.67	3.71	3.76	120
130	3.81	3.86	3.91	3.96	4.01	4.06	4.12	4.17	4.23	4.28	130
140	4.34	4.40	4.45	4.51	4.56	4.62	4.67	4.73	4.78	4.84	140
150	4.90	4.95	5.01	5.07	5.13	5.19	5.25	5.31	5.37	5.43	150
160	5.49	5.55	5.61	5.67	5.73	5.79	5.85	5.91	5.97	6.03	160
170	6.09	6.15	6.20	6.26	6.31	6.37	6.43	6.49	6.55	6.61	170
180	6.67	6.73	6.79	6.85	6.91	6.98	7.05	7.11	7.19	7.26	180
190	7.33	7.40	7.47	7.53	7.60	7.67	7.75	7.82	7.89	7.96	190
200	8.04	8.11	8.19	8.27	8.35	8.43	8.52	8.61	8.70	8.79	200
210	8.88	8.96	9.04	9.12	9.20	9.28	9.37	9.45	9.54	9.64	210
220	9.73	9.84	9.94	10.06	10.17	10.27	10.34	10.40	10.47	10.53	220
230	10.59	10.66	10.74	10.82	10.90	10.98	11.06	11.15	11.24	11.33	230
240	11.42	11.49	11.55	11.61	11.67	11.75	11.84	11.96	12.08	12.20	240
520	12.33										250

PROSPETTO 4 III-*b*

Coefficienti Omega

ACCIAIO TIPO 2 - CURVA *b*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	0
10	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	1.03	10
20	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	1.06	1.06	20
30	1.06	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	1.10	1.11	1.11	30
40	1.12	1.13	1.14	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.19	1.20	40
50	1.22	1.23	1.24	1.25	1.27	1.28	1.29	1.31	1.32	1.34	50
60	1.36	1.37	1.39	1.41	1.43	1.44	1.46	1.48	1.50	1.52	60
70	1.54	1.56	1.58	1.61	1.63	1.65	1.67	1.70	1.72	1.74	70
80	1.77	1.79	1.82	1.85	1.87	1.90	1.93	1.96	1.99	2.02	80
90	2.05	2.08	2.11	2.14	2.17	2.21	2.24	2.27	2.31	2.34	90
100	2.38	2.41	2.45	2.49	2.52	2.56	2.60	2.64	2.68	2.72	100
110	2.76	2.80	2.84	2.88	2.92	2.97	3.01	3.05	3.09	3.14	110
120	3.19	3.23	3.27	3.32	3.37	3.41	3.46	3.51	3.56	3.61	120
130	3.66	3.71	3.76	3.82	3.87	3.92	3.97	4.02	4.07	4.12	130
140	4.17	4.23	4.29	4.35	4.41	4.47	4.53	4.59	4.65	4.71	140
150	4.77	4.83	4.88	4.95	5.01	5.07	5.13	5.19	5.25	5.31	150
160	5.37	5.43	5.49	5.55	5.61	5.68	5.74	5.80	5.86	5.92	160
170	5.99	6.05	6.12	6.18	6.25	6.32	6.38	6.45	6.52	6.59	170
180	6.66	6.73	6.79	6.85	6.91	6.98	7.05	7.11	7.19	7.26	180
190	7.33	7.40	7.47	7.53	7.60	7.67	7.75	7.82	7.89	7.96	190
200	8.04	8.11	8.19	8.27	8.35	8.43	8.52	8.61	8.70	8.79	200
210	8.88	8.96	9.04	9.12	9.20	9.28	9.37	9.45	9.54	9.64	210
220	9.73	9.84	9.94	10.06	10.17	10.27	10.34	10.40	10.47	10.53	220
230	10.59	10.66	10.74	10.82	10.90	10.98	11.06	11.15	11.24	11.33	230
240	11.42	11.49	11.55	11.61	11.67	11.75	11.84	11.96	12.08	12.20	240
250	12.33										250

PROSPETTO 4 III-*c*

Coefficienti Omega

ACCIAIO TIPO 2 - CURVA *c*

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01	0
10	1.01	1.01	1.01	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.03	10
20	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.04	1.05	1.05	1.05	20
30	1.05	1.06	1.06	1.07	1.07	1.07	1.08	1.08	1.09	1.09	30
40	1.10	1.10	1.11	1.12	1.12	1.13	1.13	1.14	1.15	1.15	40
50	1.16	1.17	1.18	1.18	1.19	1.20	1.21	1.22	1.23	1.24	50
60	1.25	1.26	1.27	1.28	1.29	1.31	1.32	1.33	1.35	1.36	60
70	1.38	1.40	1.41	1.43	1.45	1.47	1.49	1.51	1.53	1.55	70
80	1.57	1.59	1.61	1.64	1.66	1.69	1.71	1.74	1.77	1.79	80
90	1.82	1.85	1.88	1.91	1.94	1.97	2.00	2.03	2.06	2.09	90
100	2.13	2.16	2.19	2.23	2.26	2.30	2.33	2.37	2.40	2.44	100
110	2.48	2.52	2.55	2.59	2.63	2.67	2.71	2.75	2.79	2.83	110
120	2.88	2.92	2.96	3.00	3.04	3.09	3.13	3.18	3.22	3.26	120
130	3.31	3.36	3.40	3.45	3.49	3.54	3.59	3.64	3.68	3.73	130
140	3.78	3.83	3.88	3.93	3.98	4.03	4.08	4.13	4.19	4.24	140
150	4.29	4.34	4.40	4.45	4.51	4.57	4.62	4.68	4.73	4.79	150
160	4.85	4.91	4.97	5.03	5.09	5.15	5.21	5.26	5.32	5.38	160
170	5.45	5.50	5.56	5.62	5.68	5.74	5.80	5.86	5.92	5.98	170
180	6.04	6.10	6.17	6.23	6.30	6.37	6.44	6.51	6.58	6.65	180
190	6.73	6.79	6.86	6.93	7.00	7.07	7.14	7.21	7.29	7.36	190
200	7.44	7.51	7.58	7.66	7.73	7.81	7.88	7.95	8.03	8.10	200
210	8.18	8.26	8.33	8.41	8.49	8.57	8.65	8.72	8.80	8.88	210
220	8.96	9.03	9.11	9.19	9.27	9.35	9.43	9.51	9.59	9.67	220
230	9.75	9.83	9.91	9.98	10.06	10.14	10.22	10.29	10.37	10.45	230
240	10.53	10.61	10.69	10.77	10.86	10.94	11.02	11.09	11.17	11.24	240
250	11.32										250

DIAGRAMMI 4-II
σc
3000
2000
1000
0
ω
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
50
100
150
200
λ
a
b
c
a
b
c
ACCIAIO TIPO I

DIAGRAMMI 4-III
ACCIAIO TIPO 2
ω
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
λ
200
150
100
50
0
σc
3000
2000
1000
a
b
c

Fig. 4-9

4.1 3. *Aste a sezione variabile.*

Per aste con area della sezione trasversale approssimativamente costante, ma con altezza variabile, sia per strutture reticolari, sia per le travi a I od analoghe, la verifica può effettuarsi come per l'asta a sezione costante, purchè si consideri un opportuno momento d'inerzia equivalente $J^* = c\ J_{max}$.

Nel caso di aste incernierate agli estremi e $0,1 \leq V \leq 1$, essendo $V = \sqrt{J_{min}/J_{max}}$, per c valgono le espressioni indicate nei quattro casi contemplati in figura 4-9.

4.1 4. *Aste a sezione aperta con pareti di piccolo spessore.*

Le aste compresse, a sezione aperta e con pareti di spessore piccolo rispetto alle dimensioni trasversali, devono essere verificate nei riguardi dell'instabilità flessotorsionale.

Per aste prismatiche compresse assialmente, ove non si proceda ad una più precisa verifica, si può adottare il metodo di calcolo indicato nel paragrafo 4.1.1., quando all'ordinaria snellezza $\lambda = \frac{l}{i}$ si sostituisca una snellezza equivalente che, nel caso di sezione simmetrica rispetto all'asse y, vale:

$$\lambda^* = \frac{l}{i_y}\beta \sqrt{\frac{c^2 + i_0^2}{2c^2}\left\{1 + \sqrt{1 - \frac{4c^2\left[i_p^2 + 0{,}093\left(\frac{\beta^2}{\beta_0^2} - 1\right)y_0^2\right]}{(c^2 + i_0^2)^2}}\right\}}$$

essendo:

β il coefficiente definito nel punto 4.1.1.1.1.;

β_0 il coefficiente di ingobbamento, eguale a 0,5, se le sezioni di estremità sono perfettamente impedite di ingobbarsi, a 1,0, se completamente libere di ingobbarsi;

$$c = \sqrt{\frac{\left(\frac{\beta}{\beta_0}\right)^2 \frac{R_i}{E} + 0{,}039\,(\beta\, l)^2 \frac{R_t}{G}}{J_y}}$$

y_0 la coordinata del centro di taglio C rispetto agli assi principali d'inerzia;

$i_p^2 = \frac{1}{A}(J_x + J_y)$ in cui J_x ed J_y sono i momenti d'inerzia rispetto agli assi principali;

$i_0^2 = y_0^2 + i_p^2$;

$R_t = G\ J^*$ la rigidezza torsionale dell'asta; se la sezione risulta composta di n successivi tratti, ciascuno di lunghezza h_i e spessore s_i, si può assumere:

$$R_t = \frac{G}{3}\sum_1^n h_i s_i^3$$

$R_1 = E\,\Gamma$ la rigidezza all'ingobbamento; R_1 è da ritenersi nulla nel caso di sezioni corrispondenti a profili composti di pareti piane tutte intersecantesi lungo un unico asse (ad esempio profili a L + T), mentre per le sezioni a C, I, simmetrica e dissimmetrica, assume i valori indicati nelle figure 4-10, 4-11 e 4-12.

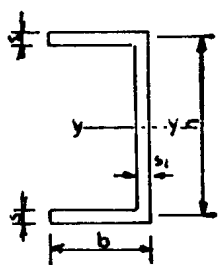
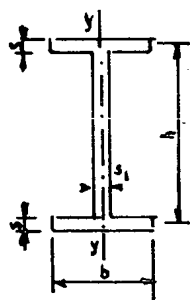
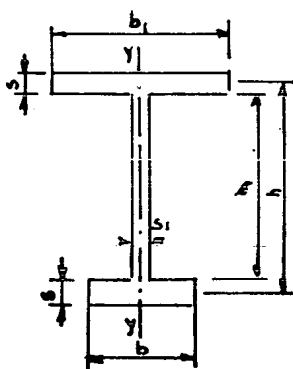



Fig. 4-10

Fig. 4-11

Fig. 4-12

4.1.5. *Rapporti larghezza-spessore degli elementi in parete sottile delle aste compresse.*

4.1.5.1.

Per evitare l'imbozzamento delle parti sottili delle aste compresse, devono essere soddisfatte le limitazioni indicate nel prospetto 4-IV, essendo:

s lo spessore della parete sottile;

h la larghezza della parete sottile valutata come indicato in figura 4-13;

$\delta = \frac{h}{s}$ il parametro caratteristico della parete sottile;

s' b' δ' le grandezze corrispondenti a quelle indicate dai simboli s, h, δ ma riferite all'elemento, anima o piattabanda, al quale la parete sottile è vincolata;

$\Theta = \frac{\delta'}{\delta}$ il parametro che commisura l'elasticità dell'incastro della parete sottile. Per $\delta' > \delta$ si deve assumere $\Theta = 1$

Nelle aste saldate le dimensioni h e b' devono essere misurate a partire dalla mezzeria dei cordoni di saldatura e in quelle laminate al netto dei raccordi (vedere figura 4-13).

Rapporti larghezza-spessore maggiori di quelli indicati dovranno essere giustificati da un procedimento di calcolo rigoroso.

4.1.5.2.

Nelle sanzioni aperte dotate di parti sottili con bordi egualmente o diversamente irrigiditi, in mancanza di una più precisa determinazione, l'irrigidimento potrà ritenersi efficace qualora:

— il suo spessore s' non sia inferiore a quello s della parete da irrigidire;

— la sua lunghezza b' sia superiore a 10 s. Naturalmente il rapporto b'/s' dovrà essere inferiore a 15 per acciaio tipo 1 e a 12 per acciaio tipo 2, onde soddisfare le limitazioni previste per le sezioni tipo *a*, *b* (vedere figura 4-13 e prospetto 4-IV).

4.1.6. *Aste compresse continue con vincoli trasversali elastici.*

4.1.6.1. Asta a sezione costante, soggetta a forza assiale N costante, con appoggi intermedi equidistanti e di uguale rigidezza (vedere figura 4-14).

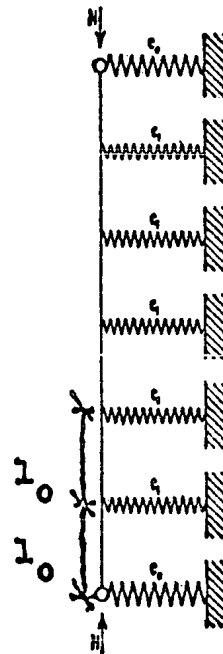



Fig. 4-14

La verifica può essere condotta nel modo seguente.

Si determina preliminarmente lo sforzo C_0:

per un numero di campi $n > 2$ e $1{,}2 \leq \beta \leq \frac{n}{\sqrt{2}}$:

$$C_0 = \frac{\pi^2\,\nu}{4\,\beta^2}\,\frac{N}{l_0};$$

per $n = 2$ e $1 < \beta < 2$:

$$C_0 = \frac{2}{3}\,(4 - \beta^2)\,\frac{\nu\,N}{l_0};$$

essendo: l_0 la distanza tra i centri teorici dei vincoli;

$\beta = \frac{\lambda_y}{l_0/i_y}$, dove λ_y si ricava dai precedenti prospetti 4 II-*a* e 4 III-*a* per il valore $\omega = \frac{\sigma_{am}\,A}{N}$;

$\nu = 1{,}5$ il coefficiente di sicurezza;

A la sezione dell'asta;

i_y il raggio di inerzia dell'asta nel piano contenente i vincoli elastici (piano nel quale si effettua la verifica all'inflessione).

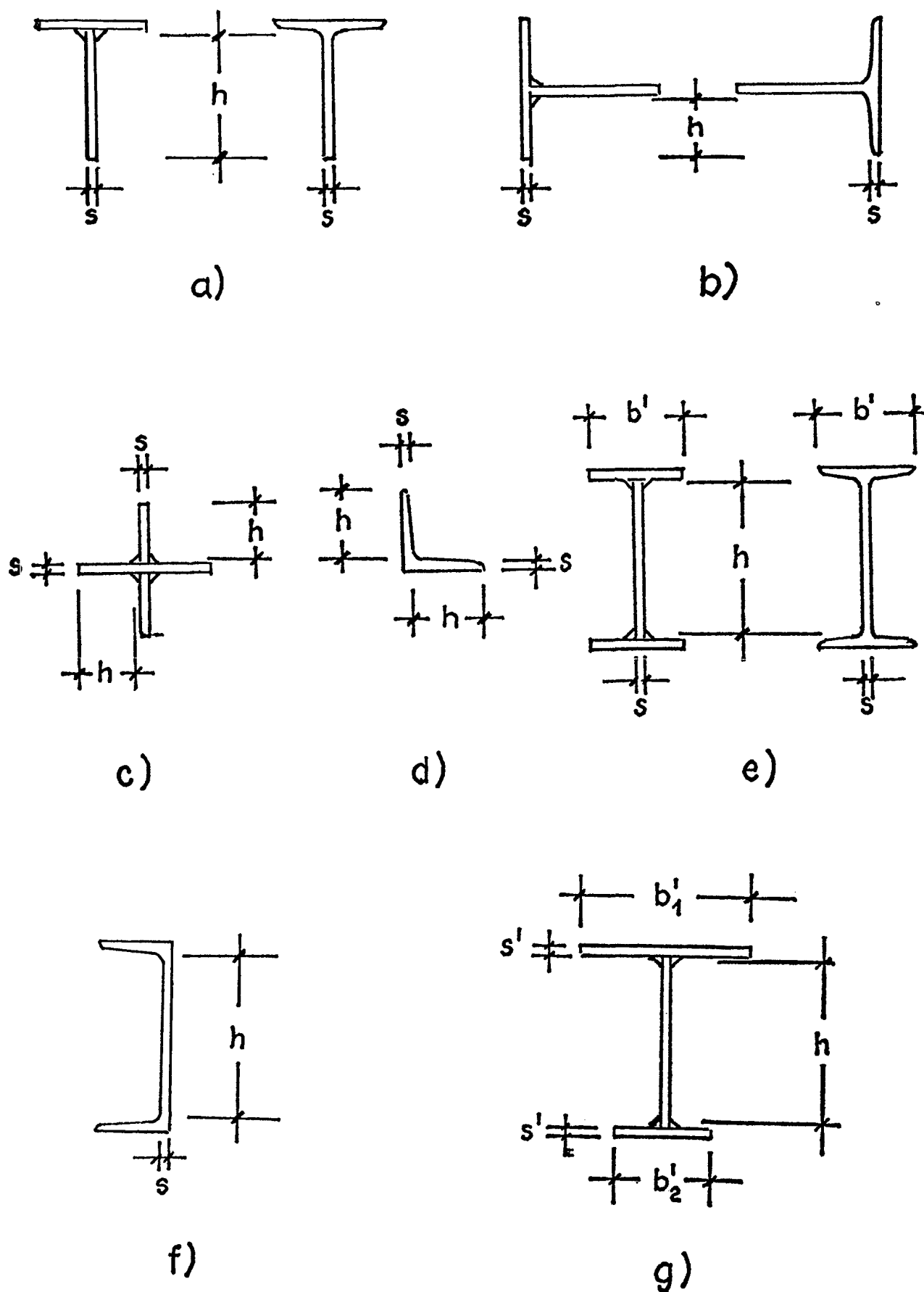



Fig. 4-13

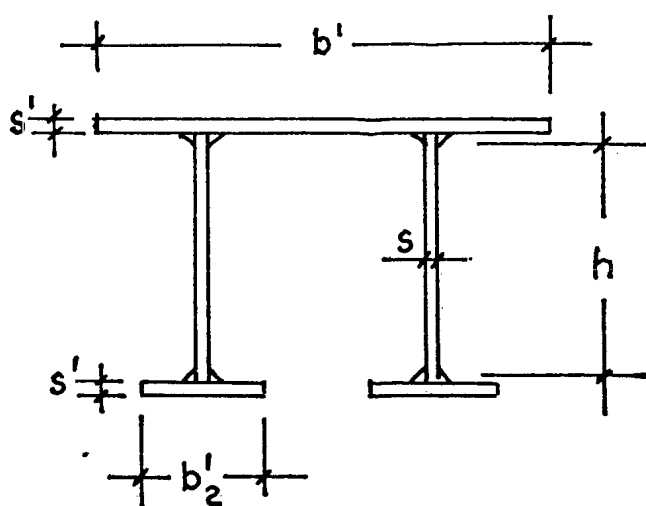
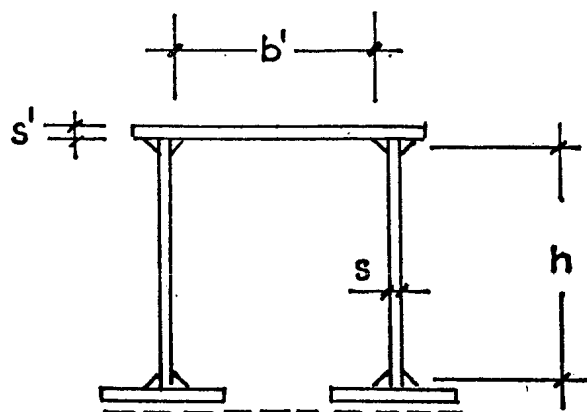
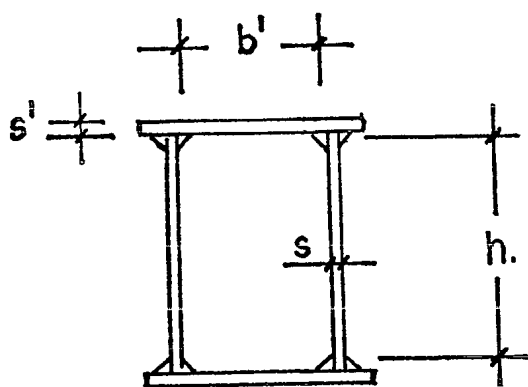
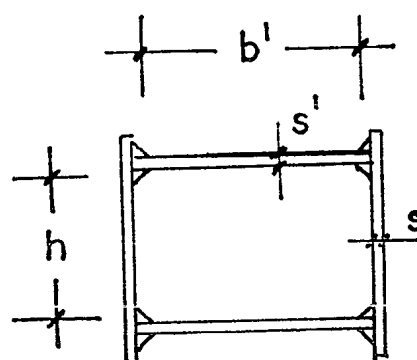
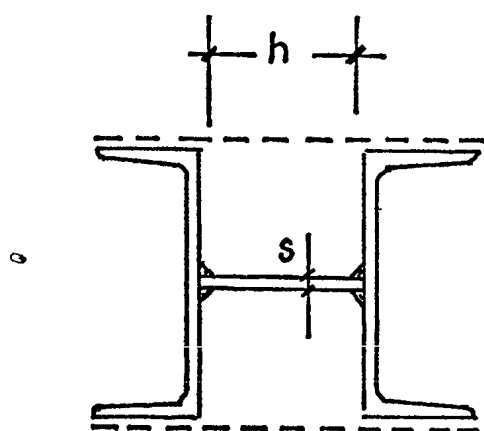
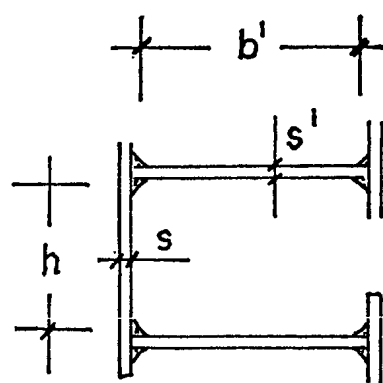



Fig. 4-13

PROSPETTO 4-IV

	SEZIONE TIPO (vedere figure 4-13)	ACCIAIO	
		Tipo 1	Tipo 2
Aperta	Pareti sottili con un bordo non irrigidito *a*) *b*)	$h/s \leq 15$	$b/s \leq 12$
Aperta	Pareti sottili con un bordo non irrigidito (angolari sezioni a croce) *c*) *d*)	$h/s \leq 13$	$h/s \leq 11$
Aperta	Pareti sottili con i bordi egualmente irrigiditi *e*) *f*)	$h/s \leq 45$	$h/s \leq 36$
Aperta	Pareti sottili con i bordi diversamente irrigiditi *g*) *h*)	$h/s \leq 15\,(1 + \sqrt[2]{b'_2/b'_1})$	$h/s \leq 12\,(1 + \sqrt[2]{b'_2/b'_1})$
A cassone	Pareti sottili con un bordo irrigidito e l'altro elasticamente incastrato ad una parete piena del cassone *i*)	$h/s \leq 52{,}5 - 7{,}5\,\theta^2$	$h/s \leq 42 - 6\,\theta^2$
A cassone	Pareti sottili con entrambi i bordi elasticamente incastrati a pareti piene del cassone *j*) *k*) *l*) *m*)	$h/s \leq 60 - 15\,\theta^2$	$hs/ \leq 48 - 12\,\theta^2$

Per la sicurezza devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

a) per vincoli di estremità rigidi:

$$C_i \geq C_e$$

dove C_i è la rigidezza del vincolo intermedio (rapporto fra la reazione esercitata dal vincolo e lo spostamento corrispondente);

b) per vincoli di estremità cedevoli;

$$C_i \geq K_i C_0 \qquad C_e \geq K_e C_0$$

dove C_e è la rigidezza del vincolo di estremità, mentre per i coefficienti K_i e K_e valgono le seguenti indicazioni:

se è noto $\vartheta = C_i/C_e$ (calcolo di verifica), K_i e K_e si desumono dalle espressioni:

$$K_i = \frac{1 + 0{,}6\,\vartheta\beta}{2}\left[1 + \sqrt{1 - \frac{1{,}44\,\vartheta\,\beta}{(1 + 0{,}6\vartheta\beta)^2}}\right] \quad K_e = \frac{K_i}{\vartheta};$$

se è prefissato K_i (calcolo di progetto), K_e si desume dall'espressione:

$$K_e = \frac{0{,}6\,K_i - 0{,}36}{K_i - 1}\,\beta$$

Per la validità del metodo deve risultare $K_i > 1{,}1$ e $\beta \geq 1{,}2$.

4.1.6.2. Asta con sezioni e forze assiali diverse da campo a campo, campi di lunghezza diversa e rigidezze dei vincoli elastici intermedi diverse.

Quando non si effettui uno studio più approfondito, si può, in via di approssimazione, seguire il procedimento indicato nel punto 4.1.6.1., ponendo nella determinazione di C_0:

per N il massimo valore di N;

per l_0 la lunghezza del campo più corto;

per β la media aritmetica dei valori di β valori come nel punto 4.1.6.1. per i singoli campi;

per ϑ il rapporto tra il valore della rigidezza del più flessibile vincolo intermedio e il valore della rigidezza del vincolo di estremità.

4.1.6.3.

Le strutture che costituiscono gli appoggi intermedi o estremi di un'asta caricata assialmente e vincolata elasticamente devono essere assoggettate anche ad una verifica di resistenza, supponendo che l'asta compressa eserciti su di esse una forza:

$$P_i = \frac{N_{max}}{100\,\beta} \text{ per gli appoggi intermedi,}$$

$$P_e = \frac{N_{max}}{100} \text{ per gli appoggi d'estremità,}$$

dove N_{max} è la più grande delle forze agenti nei campi adiacenti al vincolo considerato. Nel caso che l'ultimo campo dell'asta risulti scarico, per la verifica dell'appoggio estremo si assume per la N_{max} la forza agente nel penultimo campo. Le azioni determinate come sopra devono essere aggiunte a quelle prodotte dai carichi effettivamente agenti sulla struttura costituente l'appoggio.

4.2. TRAVI INFLESSE A PARETE PIENA.

4.2.1. *Stabilità all'imbozzamento delle parti compresse di travi inflesse.*

Quando non si proceda ad un preciso calcolo specifico le dimensioni delle parti sottili uniformemente compresse devono soddisfare le limitazioni valide per analoghe parti di aste compresse contenute nel prospetto 4-IV.

4.2.2. *Stabilità laterale delle travi inflesse (sicurezza allo svergolamento).*

Per la verifica di una trave inflessa deve risultare:

$$\frac{\sigma_0}{\sigma} \geq 1,5$$

essendo:

σ la massima tensione al lembo compresso

$\sigma_0 = \frac{M_0}{W}$, con M_0 momento massimo calcolato per la condizione critica di carico e W modulo di resistenza relativo al lembo compresso.

4.2.2.1

In mancanza di una esatta determinazione del valore del momento critico, in via cautelativa, potrà essere seguito, uno dei due metodi riportati ai paragrafi 4.2.2.1.1 e 4.2.2.1.2., purchè siano rispettate le limitazioni ivi previste relative alla geometria della sezione.

4.2.2.1.1

Per le travi a doppio T laminate, inflesse nel piano dell'anima, si verificherà che:

$$\sigma' = \omega_1 \frac{\overline{M}}{W} \leq \sigma_{am}$$

essendo, ω_1 un coefficiente adimensionale maggiore o uguale all'unità, e $\overline{M}$ il momento di riferimento. I valori del coefficiente ω_1 sono riportati, per travi caricate in corrispondenza all'asse baricentrico, nel prospetto 4-V in funzione del tipo di acciaio e del rapporto adimensionale:

$$\frac{hl}{bs}$$

essendo:

h l'altezza della trave

b la larghezza delle ali

s lo spessore delle ali

l la lunghezza di un campo di trave fra due ritegni torsionali successivi, che impediscano cioè la rotazione della sezione intorno all'asse longitudinale. Nel caso di mensole o travi con sbalzi non munite di ritegni siffatti all'estremo libero, si assume per l il doppio dello sbalzo.

Se i carichi agenti nel tratto di lunghezza l sono applicati all'estradosso della membratura i valori del coefficiente ω_1 andranno moltiplicati per 1,4.

Il momento di riferimento $\overline{M}$ si determina in base al valore medio M_m ed al valore massimo M_{max} del momento flettente nel campo di trave che si considera, nel modo seguente:

$\overline{M} = 1,3\ M_m$ nel caso di travi semplicemente appoggiate o continue, con la limitazione $0,75\ M_{max} \leq \overline{M} \leq M_{max}$,

$\overline{M} = M_m$ nel caso di travi con sbalzi o di mensole con la limitazione $0,5\ M_{max} \leq \overline{M} \leq M_{max}$.

Il procedimento indicato è valido per travi a doppio T composte, a sezione doppiamente simmetrica, purchè risulti soddisfatto uno dei due gruppi di limitazione seguenti:

$$\begin{cases} b/s \leq 20 \\ h/b \leq 4 \\ s_a/s \geq 0,5 \end{cases} \quad \text{oppure} \quad \begin{cases} b/s \leq 20 \\ h/b \leq 3 \\ s_a/s \geq 0,30 \end{cases}$$

essendo s_a lo spessore dell'anima.

2.2.1.2.

Per le travi a doppio T laminate o composte, a sezione simmetrica o dissimmetrica, inflesse nel piano dell'anima, una verifica sommaria può essere condotta controllando, nel piano normale a quello di flessione, la stabilità dell'ala compressa, supposta isolata dall'anima.

A tal fine, seguendo il criterio del paragrafo 4.1.1.4. si ricava dal prospetto 4-II-*a* per l'acciaio tipo 1 e 4-III-*a* per l'acciaio tipo 2, il valore del coefficiente ω in corrispondenza della snellezza λ dell'ala compressa tra due ritegni torsionali successivi.

Dovrà essere:

$$\sigma' = \frac{\omega \overline{N}}{\overline{A}} \leq \sigma_{am}$$

essendo:

$\overline{A}$ l'area dell'ala compressa,

$\overline{N} = \frac{\overline{M}}{J_x} S_x$ la forza assiale agente nell'ala supposta isolata dall'anima; con:

J_x il momento di inerzia di tutta la sezione rispetto all'asse neutro x,

S_x il momento statico dell'ala compressa rispetto all'asse x,

$\overline{M}$ il momento di riferimento definito al punto 4.2.2.1.1 con le limitazioni cui deve soddisfare.

4.3. ASTE PRESSOINFLESSE.

4.3.1

Nel caso di aste prismatiche soggette ad un carico assiale di compressione N e ad un momento flettente costante M, dipende o meno da N e agente in uno dei piani principali, quando l'importanza della struttura non richieda l'impiego di metodi meno sommari, basterà verificare che sia:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{\omega N}{A} + \frac{M}{\left(1 - \frac{1,5\ N}{\sigma_E\ A}\right) W} \leq \sigma_{am}$$

con:

ω coefficiente relativo alla snellezza massima dell'asta;

A area della sezione;

σ_E tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza relativa al piano di flessione, tabulata nel prospetto 4-VI;

W modulo di resistenza della sezione nel piano di flessione.

PROSPETTO 4-V

Coefficienti ω *I*

$\frac{hl}{bs}$	Acciaio Tipo I	Acciaio Tipo II
300	1,00	1,00
400	1,00	1,17
500	1,00	1,46
600	1,17	1,75
700	1,36	2,04
800	1,56	2,34
900	1,76	2,64
1000	1,95	2,92
1100	2,14	3,21
1200	2,34	3,51
1300	2,54	3,81
1400	2,72	4,08
1500	2,94	4,41
1600	3,12	4,68
1700	3,30	4,95
1800	3,52	5,28
1900	3,70	5,55
2000	3,90	5,85
2200	4,28	6,42
2400	4,68	7,02
2600	5,08	7,62
2800	5,44	8,16
3000	5,88	8,82
3200	6,24	9,36
3400	6,60	9,90
3600	7,04	10,56
3800	7,40	11,10
4000	7,80	11,70

4.3.1.1.

Se il momento flettente varia lungo l'asta, salvo valutazioni più rigorose, esso deve intervenire nella determinazione degli sforzi flessionali di cui al paragrafo 4.3.1. col valore $\bar{M} = 1,3\, M_m$ con la limitazione $0,75\, M_{max} \leq \bar{M} \leq M_{max}$, essendo M_m il valore medio del momento flettente lungo l'asta ed M_{max} il suo valore massimo.

Nel caso particolare di asta vincolata ad entrambi gli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente fra i momenti di estremità M_a ed M_b, si dovrà assumere per M di cui al punto 4.3.1 il valore

$$M = \sqrt{0,3\,(M_a^2 + M_b^2) + 0,4\, M_a\, M_b}$$

4.3.1.2.

Nelle membrature soggette a pressoflessione va sovente preso in considerazione anche il fenomeno di svergolamento; in mancanza di una esatta determinazione del valore critico del carico, potrà essere seguito uno dei metodi approssimati indicati al paragrafo 4.2.2.1. A tal fine, oltre alla verifica del paragrafo 4.3.1., con lo stesso significato dei simboli bisogna verificare che sia:

$$\sigma = \frac{\omega N}{A} + \frac{\sigma'}{\left(1 - \dfrac{1,5\, N}{\sigma_E\, A}\right)} \leq \sigma_{am}$$

essendo σ' la tensione calcolata secondo quanto esposto al punto 4.2.2.1.1. o 4.2.2.1.2.

4.3.2. *Effetti di carichi trasversali di modesta entità.*

Qualora su un'asta compressa agisca un carico trasversale q uniformemente distribuito comprensivo dell'influenza del peso proprio e di entità tale che sia: $q \leq 1,5\ g$ essendo g il peso per unità di lunghezza dell'asta stessa, basterà verificare, con riferimento al punto 4.1.1.4., che sia: $\frac{\omega N}{A} \leq k\, \sigma_{am}$

essendo k un coefficiente minore dell'unità definito dalla relazione:

$$k = 1 - (1 - k_1) \cdot \frac{q}{g}$$

PROSPETTO 4-VI

TENSIONI CRITICHE EULERIANE: σ_E
km/cm²

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	207261	171290	143931	122640	105745	92116	80961	71716	63969	57413
20	51815	46998	42322	39179	35982	33161	30660	28430	26436	24644
30	23029	21567	20240	19032	17929	16919	15992	15139	14353	13626
40	12953	12329	11749	11209	10705	10235	9794	9382	8995	8632
50	8290	7968	7665	7378	7107	6851	6609	6379	6161	5954
60	5757	5570	5391	5222	5060	4905	4758	4617	4482	4353
70	4229	4111	3998	3889	3784	3684	3588	3495	3406	3320
80	3238	3158	3082	3008	2937	2868	2802	2738	2676	2616
90	2558	2502	2448	2396	2345	2296	2248	2202	2158	2114
100	2072	2031	1992	1953	1916	1879	1844	1810	1776	1744
110	1712	1682	1652	1623	1594	1567	1540	1514	1488	1463
120	1439	1415	1392	1369	1347	1326	1305	1285	1265	1245
130	1226	1207	1189	1171	1154	1137	1120	1104	1088	1072
140	1057	1042	1027	1013	999	985	972	959	946	933
150	921	909	897	885	873	862	851	840	830	819
160	809	799	789	780	770	761	752	743	734	725
170	717	708	700	692	684	676	669	661	654	646
180	639	632	625	618	612	605	599	592	586	580
190	574	568	562	556	550	545	539	534	528	523
200	518	513	507	502	498	493	488	483	479	474
210	469	465	461	456	452	448	444	440	436	432
220	428	424	420	416	413	409	405	402	398	395
230	391	388	385	381	378	375	372	368	365	362
240	359	356	353	350	348	345	342	339	336	334
250	331									

I valori del coefficiente k_1 in funzione della snellezza della membratura e del rapporto i^2/h fra il quadrato del raggio di inerzia nel piano di flessione che si considera e l'altezza della sezione nello stesso piano (espressi in centimetri) sono riportati nel prospetto 4-VII.

PROSPETTO 4-VII

Coefficienti k_1

i^2/h (cm)	$\lambda =$								
	80	100	120	140	160	180	200	220	240
0,2	1,00	0,99	0,98	0,98	0,97	0,96	0,96	0,95	0,94
0,4	0,99	0,98	0,97	0,95	0,94	0,93	0,91	0,90	0,89
0,6	0,99	0,97	0,95	0,93	0,91	0,89	0,87	0,85	0,83
0,8	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,85	0,83	0,80	0,77
1,0	0,98	0,95	0,92	0,88	0,85	0,82	0,78	0,75	0,72
1,2	0,98	0,94	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74	0,70	0,66
1,4	0,98	0,93	0,88	0,84	0,79	0,74	0,70	0,65	0,60
1,6	0,97	0,92	0,87	0,81	0,76	0,71	0,65	0,60	0,55
1,8	0,97	0,91	0,85	0,79	0,73	0,67	0,61	0,55	0,49
2,0	0,97	0,90	0,83	0,77	0,70	0,63	0,57	0,50	0,43
2,4	0,96	0,88	0,80	0,72	0,64	0,56			
2,8	0,95	0,86	0,77	0,67	0,58	0,48			
3,2	0,95	0,84	0,73	0,63					
3,6	0,94	0,82	0,70	0,58					
4,0	0,93	0,80	0,67	0,53					
4,4	0,93	0,78							
4,8	0,92	0,76							

4.4. ARCHI.

4.4.0. *Generalità.*

Nel seguito si riportano alcuni dati relativi a casi particolarmente semplici; i casi più complessi devono essere risolti singolarmente con appropriati procedimenti analitici, o per via sperimentale, adottando un coefficiente di sicurezza non minore di 2,5.

4.4.1 *Stabilità nel piano dell'arco.*

4.4.1 1.

Nel caso di archi simmetrici, sollecitati dal carico del quale sono funicolari, con area della sezione variabile secondo

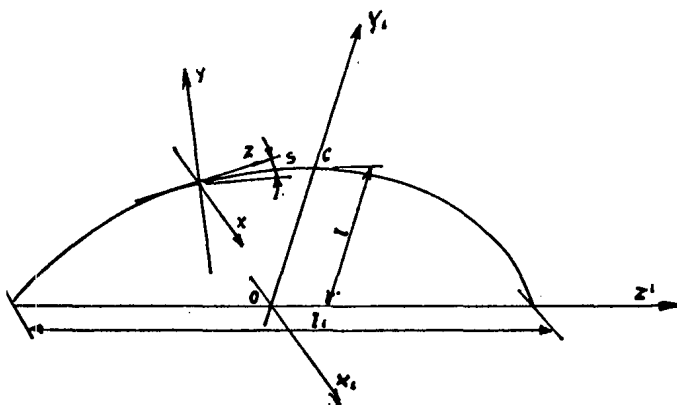



Fig. 4-15

la legge $A = A_0/cos\ \varphi$, essendo A_0 l'area della sezione in chiave (vedere figura 4-15), deve essere verificata la relazione:

$$\frac{\omega N_q}{A_q} \leq \sigma_{am}$$

nella quale:

N_q e A_q sono rispettivamente la forza assiale e l'area della sezione trasversale al quarto della luce;

ω è il coefficiente di cui ai precedenti prospetti 4 II-*a* e 4 III-*a*, relativo al valore:

$$\lambda_x = \frac{l}{i_{xq}}$$

dove:

i_{xq} è il raggio d'inerzia rispetto all'asse x della sezione al quarto;

$l = \beta\ l_0$;

β è il maggiore dei due valori riportati nel prospetto 4-IX rispettivamente per la *la* deformata critica emisimmetrica (β_{em}) e la *la* deformata critica simmetrica (β_{sim}).

4.4.1 2.

Se la legge di variazione del momento d'inerzia presenta lievi scostamenti da quelle considerate nel prospetto 4-IX è lecito, in via di approssimazione, far riferimento ad una di queste adottando per J_q un valore J_q^* di conveniente compensazione. Quando gli accostamenti sono notevoli si può ancora utilizzare, in via approssimata, una delle leggi di variazione del prospetto 4-IX, adottando per J_q, rispettivamente i valori di $J_{q\,em}^*$ ed $J_{q\,sim}^*$ determinati nel modo seguente:

— per la *la* deformazione critica emisimmetrica si sostituisce all'arco effettivo, un arco equivalente avente la stessa curva d'asse e momento d'inerzia variabile secondo la legge prescelta; $J_{q\,em}^*$ si valuta in modo che, nella condizione di carico di figura 4-16 *a*), le inflessioni verticali nei punti

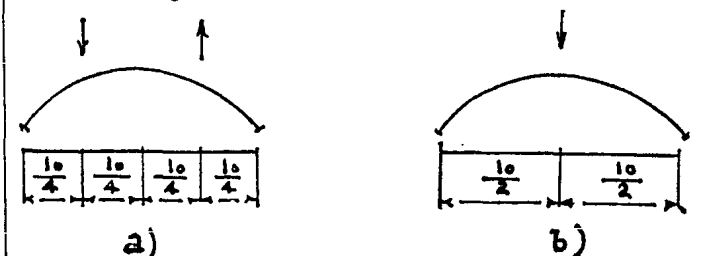



Fig. 4-16

di applicazione delle forze risultino uguali per l'arco effettivo e per quello equivalente;

— per la la deformazione critica simmetrica il valore $J^*_{q\,sim}$ si determina con lo stesso criterio, facendo riferimento alla condizione di carico di figura 4–16 *b*).

4.4.1 3

Se la legge di variazione dell'area della sezione trasversale si discosta da quella prevista al punto 4.4.1.1., si dovrà assumere per A_q un conveniente valore medio A^*_q.

4.4.1.4.

Se l'arco è dotato di trave irrigidente a sezione costante, la snellezza λ_x sarà valutata considerando, in luogo del momento d'inerzia J_q della sezione normale dell'arco al quarto della luce, la somma $J_q + J_t \cos \varphi_q$; J_t rappresenta il momento d'inerzia della sezione normale della trave irrigidente.

4.4.1.5

Quando la funicolare dei carichi presenta eccentricità rispetto alla curva d'asse dell'arco, la verifica può effettuarsi in via approssimata nel modo seguente.

Scomposto il diagramma dei momenti flettenti in un diagramma emisimmetrico M_{em} ed in un diagramma simmetrico M_{sim}, deve risultare nelle sezioni più sollecitate:

$$\frac{\omega N}{A} + \frac{M_{em}}{W\left(1 - \frac{1{,}5\, N_q}{N_{Eq\ em}}\right)} + \frac{M_{sim}}{W\left(1 - \frac{1{,}5\, N_q}{N_{Eq\ sim}}\right)} \leq \sigma_{am}$$

nella quale:

ω e N_q sono i valori già definiti nel punto 4.4.1 1.;

$$N_{Eq\ em} = \frac{\pi^2 E J_q}{\beta^2_{em}\, l_o^2} \qquad N_{Eq\ sim} = \frac{\pi^2 E J_q}{\beta^2_{sim}\, l_o^2}$$

M_{em} e M_{sim} sono i valori che assumono, nella sezione generica considerata, i diagrammi risultanti dalla scomposizione in emisimmetrico e simmetrico del diagramma dei momenti;

N, A e W sono rispettivamente la forza assiale, l'area e il modulo di resistenza della sezione generica considerata.

4.4.2. *Stabilità fuori del piano dell'arco.*

4.4.2.1

Nel caso di archi simmetrici sollecitati dal carico del quale sono funicolari, con area della sezione variabile secondo la legge $A = A_c/\cos \varphi$, essendo A_c l'area della sezione in chiave, deve essere verificata la relazione:

$$\omega \frac{N_q}{A_q} \leq \sigma_{am}$$

nella quale:

N_q ed A_q sono le grandezze già indicate nel punto 4.4.2 1.;

ω è il coefficiente di cui ai prospetti 4 II-*a* e 4 III-*a* relativo al valore:

$$\lambda_y = \frac{l}{i_{yq}}$$

dove:

i_{yq} è il raggio d'inerzia rispetto all'asse y, della sezione al quarto;

$l = \beta_n\, l_o$;

β_n è il coefficiente, i cui valori sono riportati nel prospetto 4–VIII.

PROSPETTO 4–VIII

Valori di β_n per archi parabolici con carico uniformemente distribuito sulla proiezione orizzontale dell'asse dell'arco

$r = f/l_o$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4
	β_n				
J_y = costante	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07
$J_y \cos \varphi$ = costante	0,50	0,52	0,59	0,71	0,86

4.4.2.2.

Per tener conto dell'influenza della variazione di direzione delle forze applicate, in conseguenza dell'inflessione dell'arco fuori del suo piano, i coefficienti β_n devono essere variati nel seguente modo, in funzione dell'aliquota αp per carico ripartito p, trasmessa all'arco dei contanti;

— se l'aliquota di carico αp è trasmessa da un impalcato inferiore a mezzo di tiranti, che per l'effetto dell'inflessione laterale dell'arco si disporrebbero obliqui, contrastando quindi l'inflessione stessa, i coefficienti β_n devono essere moltiplicati per $1 - 0{,}35\ \alpha$.

— se l'aliquota di carico αp è trasmessa da un impalcato superiore a mezzo montanti che possono disporsi obliquamente, facilitando quindi l'inflessione laterale, i coefficienti β_n devono essere opportunamente maggiorati. nel caso che l'impalcato superiore sia collegato rigidamente alla chiave dell'arco e non sia vincolato alle estremità in modo che ne siano impediti gli spostamenti trasversali, i coefficienti B_n devono essere moltiplicati per $1 + 0{,}45\ \alpha$;

— nel caso di impalcato superiore sostenuto da montanti che non possono disporsi obliquamente (ad esempio perchè controventati trasversalmente), i coefficienti β_n rimarranno invariati.

4.4.2.3.

Se le leggi secondo cui variano lungo l'asse il momento d'inerzia e l'area della sezione differiscono da quelle previste nel paragrafo 4.4.2.1., la verifica potrà ancora essere condotta nel modo indicato nel punto suddetto, ove si adottino i criteri forniti nei paragrafi 4.4.1.2. e 4.4.1.3.

4.4.2.4.

Se l'arco è soggetto a forze trasversali deve risultare verificata la limitazione:

$$\omega \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y\left(1 - \frac{1{,}5\, N_q}{N_{Eq}}\right)} \leq \sigma_{am}$$

dove:

ω e N_q sono i valori già definiti nel punto 4.4.2.1.:

$$N_{Eq} = \frac{\pi^2 E J_q}{\beta_n^2\, l_o^2}$$

N, M_y, A e W_y sono i valori relativi della sezione generica.

PROSPETTO 4-IX

Valori del coefficiente β per archi parabolici con carico uniformemente distribuito sulla proiezione orizzontale dell'asse dell'arco

Legge di variazione di J_x	Condizione di vincolo	3 Cerniere						2 Cerniere		
	$r = f/l_0$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,05	0,1	0,2
$J_x \cos \varphi$ = costante	β_{em}	0,50	0,51	0,56	0,64	0,73	0,84	0,50	0,51	0,56
	β_{sim}	0,57	0,58	0,60	0,62	0,66	0,71	0,33	0,34	0,37
J_x = costante	β_{em}	0,51	0,52	0,58	0,66	0,75	0,83	0,51	0,52	0,58
	β_{sim}	0,59	0,59	0,62	0,66	0,71	0,76	0,34	0,35	0,38

Legge di variazione di J_x	Condizione di vincolo	2 Cerniere			Incastri					
	$r = f/l_0$	0,3	0,4	0,5	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$J_x \cos \varphi$ = costante	β_{em}	0,64	0,73	0,84	0,35	0,36	0,38	0,41	0,45	0,49
	β_{sim}	0,41	0,46	0,52	0,27	0,28	0,29	0,32	0,35	0,38
J_x = costante	β_{em}	0,66	0,75	0,83	—	—	—	—	—	—
	β_{sim}	0,43	0,48	0,54	—	—	—	—	—	—
Tipo Strassner $J_x \cos \varphi = \dfrac{J_{x0}}{1-(1-n)\dfrac{2z_0}{l_0}}$	β_{em}	—			$0{,}35 \dfrac{1}{\sqrt{(1+4r^2)\dfrac{(1+1{,}3n)(1+n)}{4{,}6}}}$					
dove $n = \dfrac{J_{x0}}{J_x \cos \varphi}$	β_{sim}	—			$0{,}27 \dfrac{1}{\sqrt{(1+4r^2)\dfrac{(1+1{,}1n)(1+n)}{4{,}2}}}$					

4.5. TELAI.

Nelle strutture intelaiate la stabilità delle singole membrature deve essere verificata in conformità a quanto indicato nei paragrafi 4.1., 4.2. e 4.3., tenendo ben presenti le condizioni di vincolo e di sollecitazione.

4.5.1. *Telai e nodi fissi.*

Nei telai in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, sarà assunta pari alla loro altezza.

4.5.2. *Telai a nodi spostabili.*

4.5.2.1.

Nei telai monopiani in cui la stabilità laterale è affidata unicamente alla rigidezza flessionale dei piedritti e dei traversi, rigidamente connessi fra loro, la lunghezza di libera inflessione delle membrature va determinata mediante apposito esame. La lunghezza di libera inflessione dei ritti non può comunque essere assunta minore dell'altezza dei ritti stessi qualora questi siano incastrati al piede, minore di due volte l'altezza ne sono incernierati alla base.

4.5.2.2.

Nei telai multipiani la stabilità globale deve essere garantita con un coefficiente di sicurezza non minore di 2,5; intendendo tale coefficiente come rapporto tra i carichi corrispondenti alla predetta instabilità ed i carichi principali quali definiti nel punto delle Norme CNR-UNI 10012-67.

La stabilità globale può essere saggiata indirettamente controllando che la struttura sia capace di sopportare l'azione delle forze orizzontali pari a 1/80 dei carichi permanenti e sovraccarichi supposte agenti contemporaneamente ai massimi carichi di progetto, vento escluso, per la condizione di carico più sfavorevole.

La freccia orizzontale corrispondente deve essere minore di 1/500 dell'altezza totale del telaio. Per tale verifica saranno adottate le tensioni ammissibili della condizione di carico II.

4.6. STABILITÀ DELL'ANIMA DI ELEMENTI STRUTTURALI A PARETE PIENA.

4.6.0. *Generalità.*

I pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena (travi, aste, colonne, archi, etc.) devono essere verificati all'imbozzamento e, localmente, in corrispondenza di eventuali carichi concentrati applicati fra gli irrigidimenti.

In particolare, nelle verifiche all'imbozzamento, si potrà adottare un coefficiente di sicurezza minore di 1,5 laddove sussistano adeguate riserve di resistenza in fase post-critica.

4.6.0.1.

Per la verifica all'imbozzamento, l'anima si considera suddivisa in campi rettangolari ciascuno lungo a ed alto h,

intendendosi con a l'interasse degli irrigidimenti trasversali dell'anima e con h la distanza netta fra i correnti o irrigidimenti longitudinali contigui. In assenza di irrigidimenti la lunghezza a del pannello si considera coincidente con quella della trave.

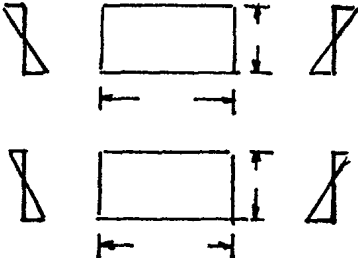
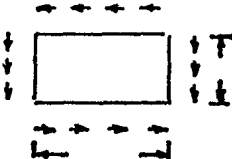
4.6.0.2.

La verifica all'imbozzamento in ciascuno dei campi (a, h) sopra definiti viene svolta partendo dai valori della tensione normale al tembo compresso σ_1 e tangenziale media τ, conseguenti agli assegnati carichi esterni e calcolati con riferimento all'area lorda della sezione (vedere il successivo paragrafo 4.6.0.5.).

4.6.0.3.

Se la tensione normale agente sulla sezione retta dall'anima è sempre di trazione, uniformemente distribuita o linearmente variabile, la verifica all'imbozzamento è fatta con riguardo alla sola tensione tangenziale e si pone quindi $\sigma_1 = 0$. Se la tensione normale è di compressione, uniformemente distribuita o linearmente variabile con una legge definita dal coefficiente Ψ (vedere prospetto 4-X), per σ_1 si assume il valore assoluto della massima tensione normale al bordo del campo di esame.

4.6.0.4.

La tensione tangenziale τ ai fini della verifica all'imbozzamento, si calcola nell'ipotesi che lo sforzo di taglio si distribuisca uniformemente sulla sola sezione dell'anima.

4.6.0.5

In ciascuno dei campi in cui la trave è suddivisa, la tensione normale σ_1 e la tensione tangenziale τ si determinano in base al massimo valore del momento flettente, della forza normale e del taglio che si riscontra nel campo di esame. Se il valore massimo del momento flettente o della forza tagliante si riscontra ad un'estremità del campo, è consentito calcolare la σ_1 e la τ in base ai corrispondenti valori che le predette componenti di sollecitazione hanno in mezzeria del campo, purchè tali valori non siano minori di quelli che si riscontrano ad una distanza dell'estremo in questione pari ad $\frac{h}{2}$

4.6.0.6.

Di norma i pannelli d'anima vengono considerati incernierati sul contorno, salvo quanto precisato al paragrafo 4.6.1.3.

PROSPETTO 4-X

	Condizioni di carico del pannello	Tensioni ideali di imbozzamento	$\alpha = \frac{a}{h}$	Coefficiente di imbozzamento
I	Tensione di compressione variabile linearmente $0 < \psi < 1$	$\sigma_i^* = k\,\sigma_E^*$	$\alpha > 1$	$k = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$
			$\alpha < 1$	$k = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
II	Tensione di compressione a trazione variabili linearmente, ma preponderante la tensione di compressione $-1 < \psi < 0$	$\sigma^* = k\,\sigma_E^*$		$k = (1 + \psi)\,k' - \psi\,k'' + 10\,\psi\,(1 + \psi)$ dove: k' si ottiene dalla I condizione di carico per $\psi = 0$; k'' si ottiene dalla III condizione di carico per $\psi = -1$
III	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma eguali i valori massimi di compressione e trazione $\psi = -1$	$\sigma_i^* = k\,\sigma_E^*$	$\alpha \quad \frac{2}{3}$	$k = 23,9$
	ovvero preponderante la tensione di trazione $\psi < -1$		$\alpha \quad \frac{2}{3}$	$k = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6\,\alpha^2$
IV	Tensione tangenziale uniformemente distribuita	$\tau^* = k\,\sigma_E^*$	$\alpha \cdot 1$	$k = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2}$
			$\alpha \cdot 1$	$k = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

4.6.1 *Verifica all'imbozzamento dei pannelli.*

Per la verifica all'imbozzamento occorre valutare, come specificato nei punti seguenti, il coefficiente di sicurezza:

$$\nu_i = \frac{\sigma_{cf}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}$$

dove:

σ_1 e τ sono le tensioni normale e tangenziale definite rispettivamente nel paragrafo 4.6.0.3. e 4.6.0.4.;

σ_{cf} è la tensione di confronto da valutarsi come segue:

$\sigma_{cf} = \sqrt{3} \cdot \tau^*$ per $\sigma_1 = 0$

$\sigma_{cf} = \sigma_1^*$ per $\tau = 0$

$$\sigma_{cf} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4}\frac{1}{\sigma_1^*} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4}\cdot\frac{\sigma_1}{\sigma_1^*}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2}}$$

per $\sigma_1 \neq 0$ e $\tau \neq 0$

con:

Ψ coefficiente che definisce la legge di variazione lineare della σ

$\sigma_1^* = k \quad \sigma_E^*$

$\tau^* = : \quad \sigma_E^*$

essendo:

$\sigma_E^* = 18.980\left(\frac{s}{h}\right)^2$ kg/mm² la tensione di riferimento fornita dal prospetto 4-XI.

k il coefficiente d'imbozzamento, i cui valori si ricavano dal prospetto 4-X in funzione del coefficiente Ψ e del rapporto $\alpha = \frac{a}{h}$ Qualora il rapporto fra il passo degli irrigidimenti e l'altezza totale dell'anima sia maggiore di 1,5 i valori del coefficiente k per tensioni tangenziali desunti dal prospetto 4-X andranno moltiplicati per 0.80.

Nel caso in cui il valore calcolato di σ_{cf} risulti maggiore del limite di proporzionalità del tipo di acciaio impiegato per il pannello, alla tensione ideale di confronto deve essere sostituita una tensione di confronto ridotta σ_{cf}^* ad essa corrispondente secondo il prospetto 4-XII.

4.6.1.1

Per la sicurezza all'imbozzamento ν_i in I^a^ condizione di carico non dovrà essere inferiore ai valori riportati nel prospetto 4-XIII.

PROSPETTO 4-XIII

Elementi strutturali	ν_i
Inflessi	1,20
Semplicemente compressi	1,50
Pressoinflessi	$\frac{1,5\,\sigma_N + 1,2\,\sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$

in cui σ_N e σ_M sono i valori delle tensioni indicate al punto 4.3.1.

4.6.1.2.

Per le anime delle travi inflesse o pressoinflesse, limitatamente al caso in cui le tensioni normali di compressione siano in valore assoluto minori o uguali alle tensioni normali di trazione, la sicurezza all'imbozzamento è verificata se il rapporto tra l'altezza h e spessore s dell'anima risulta minore dei valori indicati nel prospetto 4-XIV in funzione di α, σ_1 e τ.

4.6.1.3.

Ove esistano fondati motivi per presumere condizioni di vincolo del pannello d'anima diverse dalla cerniera i coefficienti indicati al punto 4.6.1 si desumeranno dal prospetto 4-XV che considera i casi di sollecitazione più consueti nelle applicazioni.

4.6.2. *Verifiche per carichi concentrati.*

4.6.2.1

In via approssimata, qualora non siano previsti irrigidimenti longitudinali, per assicurare la stabilità locale dell'anima sotto l'azione di eventuali carichi applicati fra due irrigidimenti trasversali consecutivi, deve essere soddisfatta la seguente limitazione:

$$\frac{P}{b\,s} \leq 16\left[1 + 2\left(\frac{h_a}{a}\right)^2\right]\left(\frac{s}{h_a}\right)^2 \text{ kg/mm}^2$$

essendo:

P il carico concentrato applicato;
h l'altezza dell'anima;
a la distanza tra due irrigidimenti consecutivi;
b la minore tra le dimensioni a ed h.

4.6.2.2.

La verifica di cui al precedente punto 4.6.2.1 va completata assicurandosi che localmente, in corrispondenza del generico carico applicato P (fig. 4-17), risulti

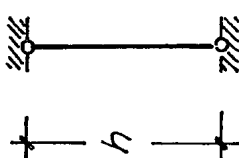
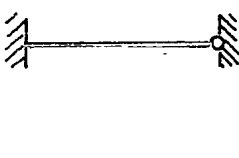
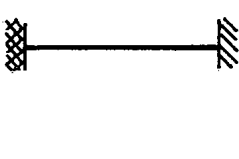
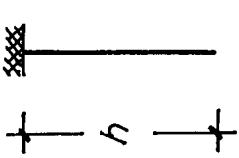
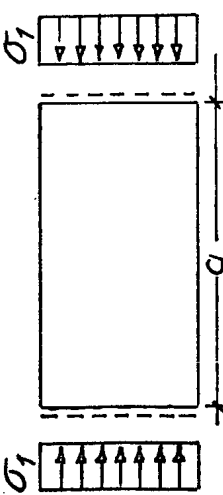
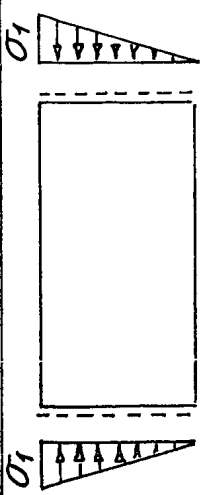
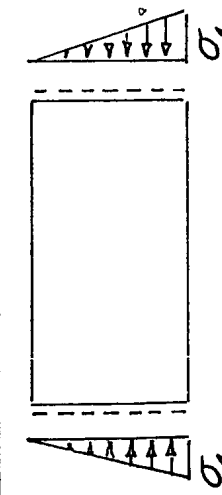
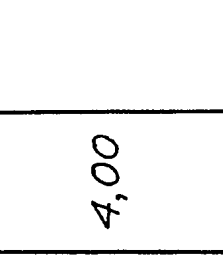
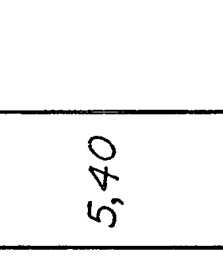
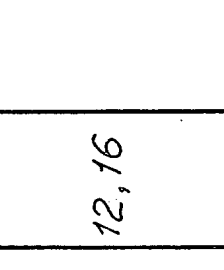
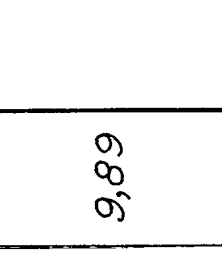
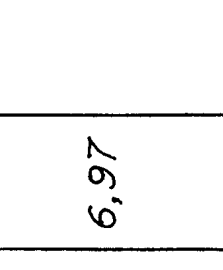
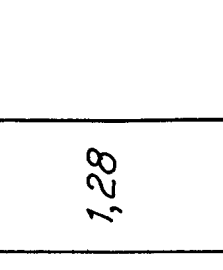
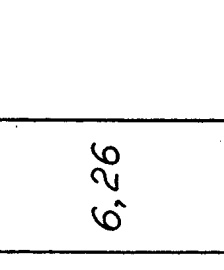
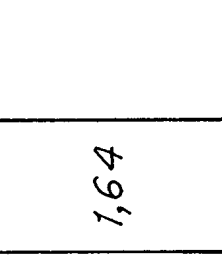
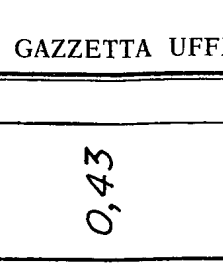
$$\frac{P}{s\,(c + 2d)} \leq 1,15\ \sigma_{am}$$

in cui

c è la lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico di risultante P;

d è lo spessore totale attraverso il quale avviene la ripartizione del carico.

4.6.3. *Irrigidimenti.*

La verifica di cui al punto 4.6.1 deve essere integrata da un controllo degli irrigidimenti trasversali e longitudinali dell'anima al fine di garantire l'efficienza statica dell'insieme.

Gli irrigidimenti verticali in corrispondenza degli appoggi e dei carichi concentrati in genere devono essere verificati a carico di punta per l'intera azione localizzata.

PROSPETTO 4-XI

σ_E^* kg/cm²

h cm \ S mm	3	4	5	6	8	10	12	14	15	16	18	20	22	24
30	189.80	337.42	527.22	759.20	1349.69	2108.89								
40	106.76	189.80	296.56	427.05	759.20	1186.25	1708.20	2325.05	2669.06					
50	68.33	121.47	189.80	273.31	485.89	759.20	1093.25	1488.03	1708.20	1943.55	2459.81			
60	47.45	84.36	131.81	189.80	337.42	527.22	759.20	1033.36	1186.25	1349.69	1708.20	2108.89	2551.76	
70	34.86	61.98	96.84	139.44	247.90	387.35	557.78	759.20	871.53	991.61	1255.00	1549.39	1874.76	2231.12
80	26.69	47.45	74.14	108.76	189.80	296.56	427.05	581.26	667.27	759.20	960.86	1186.25	1435.36	1708.20
90	21.09	37.49	58.58	84.36	149.97	234.32	337.42	159.27	527.22	599.86	759.20	937.28	1134.11	1349.69
100	17.08	30.37	47.45	68.33	121.47	189.80	273.31	372.01	527.05	485.89	614.95	759.20	918.63	1093.25
110	14.12	25.10	39.21	56.47	100.39	156.86	225.88	307.44	352.93	401.56	508.22	627.44	759.20	903.51
120	11.86	21.09	32.95	47.45	84.36	131.81	189.80	258.34	296.56	337.42	427.05	527.22	637.94	759.20
130	10.11	17.97	28.08	40.43	71.88	112.31	161.72	220.12	252.69	287.51	363.88	449.23	543.27	646.89
140	8.72	15.49	24.21	34.86	61.98	96.84	136.44	189.80	217.88	237.90	313.75	387.35	468.69	557.78
150	7.59	13.50	21.09	30.37	53.99	84.36	121.47	165.34	189.80	215.95	273.31	337.42	408.28	485.89
160	6.67	11.86	18.54	26.69	47.45	74.14	108.76	145.32	166.83	189.80	240.22	296.56	358.84	427.05
170	5.91	10.51	16.42	23.64	42.03	65.67	94.57	128.72	147.77	168.13	212.79	262.70	317.87	378.29
180	5.27	9.37	14.65	21.09	37.49	58.58	84.36	114.82	131.81	149.97	189.80	234.32	283.53	337.42
190	4.73	8.41	13.14	18.93	33.65	52.58	75.71	103.05	118.30	134.60	170.35	210.30	254.47	302.84
200	4.27	7.59	11.86	17.08	30.37	47.45	68.33	93.00	106.76	121.47	153.74	189.80	229.66	273.31
210	3.87	6.89	10.76	15.49	27.54	43.04	61.98	84.36	96.84	110.18	139.44	172.15	208.31	247.90
220	3.53	6.27	9.80	14.12	25.10	39.21	56.47	76.86	88.23	100.39	127.06	156.86	189.80	225.88
230	3.23	5.74	8.97	12.92	22.96	35.88	51.67	70.32	80.73	91.85	116.25	143.52	173.65	206.66
240	2.97	5.27	8.24	11.86	21.09	32.95	44.45	64.58	74.14	84.36	106.76	131.81	159.48	189.80
250	2.73	4.86	7.56	10.93	19.44	30.37	43.73	59.52	68.33	77.74	98.39	121.47	146.98	174.92
260	2.53	4.49	7.02	10.11	17.97	28.08	40.43	55.03	63.17	71.88	90.97	112.31	135.89	161 72
270	2.34	4.17	6.51	9.37	16.66	26.04	37.49	51.03	58.58	66.65	84.36	104.14	126.01	149.97
280	2.18	3.87	6.05	8.72	15.49	24.21	34.86	47.45	54.47	61.98	78.44	96.84	117.17	139.44
290	2.03	3.61	5.65	8.12	14.44	22.57	32.50	44.23	50.78	57.78	73.12	90.27	109.23	129.97
300	1.90	3.37	5.27	7.59	13.50	21.09	30.37	41.33	47.45	53.99	68.33	84.36	102.07	121.47
310		3.16	4.94	7.11	12.64	19.75	28.44	38.71	44.44	50.56	63.99	79.00	95.59	113.76
320		2.97	4.63	6.67	11.86	18.54	26.69	36.33	41.70	47.45	60.05	74.14	89.71	106.76
330		2.79	4.36	6.27	11.15	17.43	25.10	34.16	39.21	44.62	56.47	69.72	84.36	100.39
340		2.63	4.10	5.91	10.51	16.42	23.64	32.18	36.94	42.03	53.20	65.67	79.47	94.57
350		2.48	3.89	5.58	9.92	15.49	22.31	30.37	34.86	39.66	50.20	61.88	74.99	89.24
360		2.34	3.66	5.27	9.37	14.65	21.09	28.70	32.95	37.49	47.45	58.58	70.88	84.36
370		2.22	3.47	4.99	8.87	13.86	19.96	27.17	31.19	35.49	44.92	55.46	67.10	79.86
380		2.10	3.29	4.73	8.41	13.14	18.93	25.76	29.57	33.65	42.59	52.58	63.62	75.71
390		2.00	3.12	4.49	7.99	12.48	17.97	24.46	28.08	31.95	40.43	49.41	60.40	71.88
400		1.90	2.97	4.27	7.59	11.86	17.08	23.25	26.69	30.37	38.43	47.45	57.41	68.33
410			2.82	4.06	7.23	11.29	16.26	22.13	25.40	28.90	36.58	45.16	54.65	65.04
420			2.69	3.87	6.89	10.76	15.49	21.09	24.21	27.54	34.86	43.04	52.08	61.98
430			2.57	3.70	6.57	10.27	14.78	20.12	23.10	26.28	33.26	41.06	49.68	59.13
440			2.45	3.53	6.27	9.80	14.12	19.22	22.06	25.10	31.76	39.21	47.45	56.47
450			2.34	3.37	6.00	9.37	13.50	18.37	21.09	23.99	30.37	37.49	45.36	53.99
460			2.24	3.23	5.74	8.97	12.92	17.58	28.18	22.96	29.06	35.08	43.41	51.67
470			2.15	3.09	5.50	8.59	12.37	16.84	19.33	22.00	27.84	34.37	41.59	49.49
480			2.06	2.97	5.27	8.24	11.86	16.15	18.54	21.09	26.69	32.95	39.87	47.45
490			1.98	2.85	5.06	7.91	11.38	15.49	17.79	20.24	25.61	31.62	38.26	45.53
500			1.90	2.73	4.86	7.59	10.93	14.88	17.08	19.44	24.60	30.37	36.75	43.73

PROSPETTO 4-XII

Acciaio tipo 1				Acciaio tipo 2			
$\sigma_{cf} \times 10^3$	$\sigma^*_{cf} \times 10^3$	$\sigma_{cf} \times 10^3$	$\sigma^*_{cf} \times 10^3$	$\sigma_{cf} \times 10^3$	$\sigma^*_{cf} \times 10^3$	$\sigma_{cf} \times 10^3$	$\sigma^*_{cf} \times 10^3$
t/cm^2		t/cm^2		t/cm^2		t/cm^2	
1920	σ_p = 1920	3600	σ_p = 2280	1920	$\sigma^*_{cf} = \sigma_{cf}$	3600	σ_p = 3203
2000	1983	3800	2291	2000	"	3800	3248
2100	2036	4000	2300	2100	"	4000	3284
2200	2077	4200	2308	2200	"	4200	3313
2300	2109	4400	2315	2300	"	4400	3338
2400	2136	4600	2321	2400	"	4600	3359
2500	2158	4800	2326	2500	"	4800	3378
2600	2178	5000	2331	2600	"	5000	3394
2700	2194	5500	2340	2700	"	5500	3426
2800	2209	6000	2347	2800	"	6000	3450
2880	—	6500	2353	2880	σ_p = 2880	6500	3469
2900	2221	7000	2358	2900	2899	7000	3484
3000	2233	8000	2366	3000	2974	8000	3506
3200	2252	10000	2374	3200	3077	10000	3532
3400	2267	20000	2389	3400	3149	20000	3574
			2400				3600

PROSPETTO 4-XIV

Valori massimi del rapporto h/s, calcolati con coefficiente di sicurezza $\nu_1 = 1,2$ per acciai del tipo 1 e 2, in funzione del rapporto $\alpha = a/h$ delle dimensioni del campo, di σ_1 e di τ in t/cm^2

σ_1	$\alpha \leq \frac{2}{3}$					$\frac{2}{3} \leq \alpha \leq 1$				
	τ									
	0	0 ÷ 0,35	0,35 ÷ 0,70	0,70 ÷ 1,05	1,05 ÷ 1,40	0	0 ÷ 0,35	0,35 ÷ 0,70	0,70 ÷ 1,05	1,05 ÷ 1,40
	h/s									
0	—	260	190	150	130	—	200	140	120	100
0 ÷ 0,6	250	220	180	150	—	250	190	140	120	—
0,6 ÷ 1,2	180	170	150	140	—	180	160	130	110	—
1,2 ÷ 1,6	150	150	140	—	—	150	140	120	—	—
1,6 ÷ 2,0	140	130	130	—	—	140	130	120	—	—
2,0 ÷ 2,4	120	—	—	—	—	120	—	—	—	—

σ_1	$1 < \alpha \leq 1,5$					$\alpha > 1,5$				
	τ									
	0	0 ÷ 0,35	0,35 ÷ 0,70	0,70 ÷ 1,05	1,05 ÷ 1,40	0	0 ÷ 0,35	0,35 ÷ 0,70	0,70 ÷ 1,05	1,05 ÷ 1,40
	h/s									
0	—	180	130	100	90	—	140	100	80	70
0 ÷ 0,6	250	170	120	100	—	250	130	100	80	—
0,6 ÷ 1,2	180	150	120	100	—	180	130	100	80	—
1,2 ÷ 1,6	150	140	110	—	—	150	120	90	—	—
1,6 ÷ 2,0	140	130	110	—	—	140	120	90	—	—
2,0 ÷ 2,4	120	—	—	—	—	120	—	—	—	—

PROSPETTO 4-XV

Condizioni di vincolo	h				h		
Coefficienti di imbozzamento	k (per $\alpha \geq 1,0$)	k (per $\alpha \geq 0,8$)		k (per $\alpha \geq 0,7$)		k (per $\alpha \geq 1,6$)	k (per $\alpha \geq 1,5$)
σ_1 σ_1 a	4,00	5,40		6,97		1,28	0,43
σ_1 σ_1	7,81	12,16		13,56		6,26	1,71
h σ_1 σ_1	7,81	9,89		13,56		1,64	0,57

Fig. 4-17

5. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

5.1. Composizione degli elementi strutturali.

5.1.1. *Spessori limite.*

È vietato l'uso dei ferri con spessore $s < 4$ mm. Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $s = 3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profilati zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici. Nelle strutture di particolare impegno, escluse le membrature secondarie, si raccomanda l'impiego di ferri con spessore $s \geq 8$ mm; fanno eccezione le anime dei profilati a doppia T od a C, per le quali si possono ammettere spessori fino a 6 mm ed i tubi o i profilati aperti zincati, per i quali può essere $s \geq 5$ mm.

Le presenti limitazioni non riguardano ovviamente elementi di lamiera grecata e profilati sagomati a freddo in genere, per i quali occorre far riferimento ad altre prescrizioni costruttive e di calcolo.

5.1.2. *Impiego dei ferri piatti.*

Di massima è sconsigliato l'uso di ferri piatti isolati per aste di parete. L'impiego di piatti o larghi piatti, in luogo di lamiere, per le anime e relativi coprigiunti delle travi a parete piena, e in genere per gli elementi in lastra soggetti a strati di tensioni biassiali appartenenti a membrature aventi funzione statica non secondaria, è ammesso solo se i requisiti di accettazione prescritti per il materiale (in particolare quelli relativi alle prove di piegamento a freddo e resilienza) siano verificati anche nella direzione normale a quella di laminazione.

5.1.3. *Variazioni di sezione.*

5.1.3.1.

Le eventuali variazioni di sezione di una stessa membratura devono essere il più possibile graduali, soprattutto in presenza di fenomeni di fatica. Di regola sono da evitarsi le pieghe brusche; nelle membrature secondarie possono tollerarsi quelle di forma allungata, con imbottitura a cuneo (vedere figura 5-1). In ogni caso si dovrà tener conto degli effetti locali dell'eccentricità.

5.1.3.2.

Nelle lamiere o piatti appartenenti a membrature principali e nelle piastre di attacco non sono ammessi angoli vivi rientrati. Detti angoli devono essere arrotondati con raccordi i cui raggi saranno indicati nei disegni di progetto (vedere figura 5-2).

5.1.4. *Giunti di tipo misto.*

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura o chiodatura); tale impiego contemporaneo di più metodi è però ammesso purchè uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo.

5.2 UNIONI CHIODATE.

5.2.1. *Chiodi e fori normali.*

I chiodi da impiegarsi si suddividono nelle categorie appresso elencate, ciascuna con l'indicazione della UNI cui devono corrispondere:

— chiodi a testa tonda stretta, secondo UNI 136;
— chiodi a testa svasata piana, secondo UNI 139;
— chiodi a testa svasata con calotta, secondo UNI 140.

I fori devono corrispondere alle UNI 141.

5.2.2. *Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare chiodi dei seguenti diametri nominali:

$d = 10, 13, 16, 19, 22, 25$ mm

e ordinatamente, fori dei diametri:

$d_1 = 10{,}5, 14, 17, 20, 23, 26$ mm.

Nei disegni si devono contraddistinguere con apportune convenzioni i chiodi dei vari diametri. Nei calcoli si assume il diametro d_1 tanto per la verifica di resistenza della chiodatura, quanto per valutare l'indebolimento degli elementi chiodati.

5.2.3. *Scelta dei chiodi in relazione agli spessori da unire.*

In relazione allo spessore complessivo s da chiodare si impiegano:

— chiodi a testa tonda ed a testa svasata piana, per $s/d \leq 4{,}5$.

Tale impiego è ammesso anche per $s/d \leq 6{,}5$ purchè siano osservate con particolare cura le prescrizioni del punto 5.11.;

— chiodi a testa svasata con calotta, per $4{,}5 < s/d \leq 6{,}5$.

5.2.4. *Interasse dei chiodi e distanza dai margini.*

In rapporto al diametro d dei chiodi, ovvero al più piccolo s_1 tra gli spessori collegati dai chiodi, devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti:

— per le file prossime ai bordi: $10 \geq i/d \geq 3$

$3 \geq m/d \geq 2$

$3 \geq m_1/d \geq 1{,}5$

per quelle di margine: $7 \geq i/d \geq 3$

$$\frac{i}{s_1} \leq \begin{cases} 15, \text{ per gli elementi compressi} \\ 25, \text{ per gli elementi tesi} \end{cases}$$

$$\left.\begin{matrix} m/s_1 \\ m_1/s_1 \end{matrix}\right\} \leq 6 \ (\leq 9 \text{ se il margine è irrigidito})$$

dove:

i è la sistanza tra centro e centro di chiodi contigui;

m è la distanza dal centro di un chiodo al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione dello sforzo;

m_1 è la distanza come la precedente m, ma ortogonale alla direzione dello sforzo.

Quando si tratti di opere non esposte alle intemperie, le ultime due limitazioni possono essere sostituite dalle seguenti:

$$\left.\begin{matrix} m/s_1 \\ m_1/s_1 \end{matrix}\right\} \leq 12$$

5.2.5 *Chiodature e coprigiunti indiretti*

5.2.5.1.

Il numero minimo di chiodi, occorrenti per collocare da ciascun lato dell'interruzione un coprigiunto non direttamente a contatto con l'elemento interrotto, deve essere:

$$n_1 = n + 0{,}3\, n\, m$$

essendo m il numero delle piattabande interposte ed n il numero di chiodi occorrenti per un coprigiunto diretto (vedere figura 5.3 a).

5.2.5.2.

Quando l'interposizione è costituita da imbottitura, il coprigiunto può essere fissato da ogni lato con soli n chiodi,

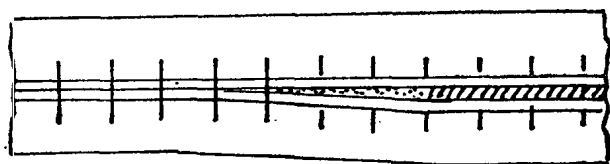



Fig. 5-1

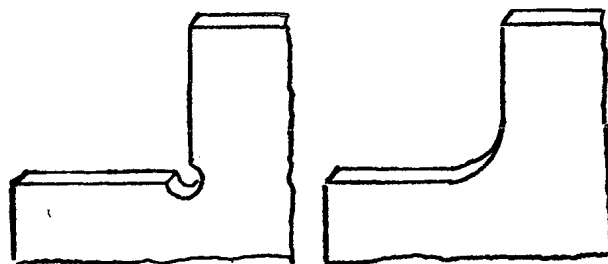



Fig. 5-2

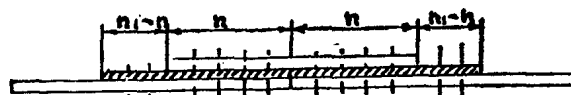
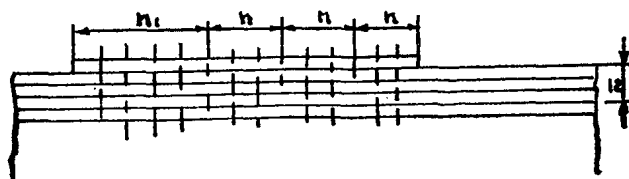



Fig. 5-3

come per coprigiunto diretto, purchè l'imbottitura sia prolungata oltre il termine del coprigiunto quànto occorra per collocare in detto prolungamento i rimanenti $n_1 - n$ chiodi (vedere figura 5-3 *b*).

5.2.5 3.

Mediante opportuno sfalsamento a gradinata delle interruzioni di un pacchetto di m piattabande, si può provvedere alla giunzione con unico coprigiunto e complessivo numero di chiodi $n + n\,m + 0,3\,n\,m$, in modo che l'ultimo tratto di coprigiunto, oltre l'interruzione della piattabanda più distante dal coprigiunto stesso, sia fissato con $n_1 = n + 0,3\,n\,m$ chiodi (vedere figura 5-3 *c*).

5.3. UNIONI CON BULLONI NORMALI.

5.3.1. *Bulloni.*

La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella delle parti da serrare e si deve sempre far uso di rosette. È tollerato tuttavia che non più di mezza spira del filetto rimanga compresa nel foro.

In presenza di vibrazioni o inversioni di sforzo, si devono impiegare controdadi oppure rosette elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. Per bulloni con viti 8G e 10K è sufficiente l'adeguato serraggio.

5.3.2. *Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$$d = 12,\ 14,\ 16,\ 18,\ 20,\ 22,\ 24,\ 27,\ 30\ \text{mm}.$$

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato di 1 mm fino a ∅ 20 mm e di 1,5 mm oltre ∅ 20 mm, quando è ammissibile un assestamento sotto carico del giunto la maggiorazione sarà invece, rispettivamente, di 0,25 e 0,50 mm, quando tale assestamento non è ammesso.

Nei disegni si devono contraddistinguere con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri e devono essere precisati i giuochi foro-bullone.

5.3.3. *Interasse dei bulloni e distanza dai margini.*

Vale quanto detto al punto 5.2.4.

5.3.4. *Bullonature di coprigiunti indiretti.*

Vale quanto detto al punto 5.2.5.

5.4. UNIONI AD ATTRITO.

5.4.1 *Bulloni.*

Nelle unioni ad attrito si impiegano bulloni ad alta resistenza di cui al punto 2.6. Il gambo può essere filettato per tutta la lunghezza.

Le rosette, disposte una sotto il dado e una sotto la testa, devono avere uno smusso a 45° in un orlo interno ed identico smusso sul corrispondente orlo esterno. Nel montaggio lo smusso deve essere rivolto verso la testa della vite o verso il dado. Le viti, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo o impresso, il marchio del fabbricante e la classe.

5.4.2. *Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$$d = 12,\ 14,\ 16,\ 18,\ 20,\ 22,\ 24,\ 27\ \text{mm}$$

e i fori di diametro pari a quello del bullone maggiorato di 1,5 mm fino a ∅ 24 mm e di 2,0 mm per ∅ 27 mm. Nei disegni devono essere distinti con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri.

5.4.3. *Interasse dei bulloni o distanza dai margini.*

Vale quanto detto al punto 5.2.4.

5.4.4. *Bullonatura di coprigiunti indiretti.*

Vale quanto detto al punto 5.2.5.

5.5. UNIONE SALDATE.

5.5.1.

Il progetto deve essere studiato col criterio di limitare per quanto possibile le saldature in opera.

La posizione dei giunti deve essere tale da agevolare l'esecuzione, da evitare la concentrazione di saldature in zone ristrette e da permettere che i giunti di testa siano suscettibili (in corso d'opera o ad opera finita) di controlli non distruttivi.

5.5.2.

A tutti gli elementi strutturali saldati devono essere applicate le prescrizioni di cui al punto 5.1.3. Nelle saldature di testa di elementi di spessore diverso, sollecitati normalmente al giunto, l'elemento di spessore maggiore deve essere rastremato come indicato in figura 5-4. I valori maggiori di l sono da adottarsi in presenza di sollecitazioni a fatica.

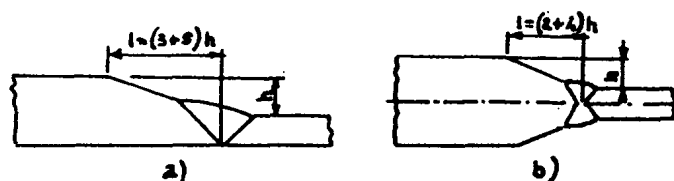



Fig. 5-4

5.5.3.

Per gli attacchi d'estremità di aste sollecitate da forza normale, realizzati soltanto con cordoni d'angolo paralleli all'asse di sollecitazione, la lunghezza minima dei cordoni stessi deve essere pari a 15 volte lo spessore.

5.5.4.

L'impiego di saldature entro fori o intagli deve essere considerato eccezionale: qualora detti fori o intagli devono essere usati, il loro contorno non dovrà presentare punti angolosi, nè raggi di curvatura minori di metà della dimensione minima dell'intaglio.

5.5.5.

Le preparazioni dei lembi da saldare devono essere conformi alle raccomandazioni contenute nella UNI 11001.

5.5.6.

Devono essere previsti di Iª classe (punto 2.4.3.) i giunti testa a testa di maggior importanza appartenenti a membrature tese esposte a temperature minori di 0°C.

5.5.7.

Nelle strutture saldate devono essere evitate, per quanto possibile, le discontinuità locali. tale regola deve essere sempre osservata in presenza di sollecitazioni a fatica o di bassa temperatura.

5.5.8.

La saldatura a tratti non è ammessa che per cordoni d'angolo e sarà di regola evitata nelle membrature sollecitate a fatica.

5.5.9.

I cordoni d'angolo che uniscono due laminati di spessori s_1 ed s_2 ($s_1 \geqq s_2$) devono avere la dimensione del lato a_1 (vedere fig. 5-5) soddisfacente le condizioni di calcolo e, di regola, la limitazione seguente:

$$\frac{1}{2} s_2 \leqq a_1 \leqq s_2$$

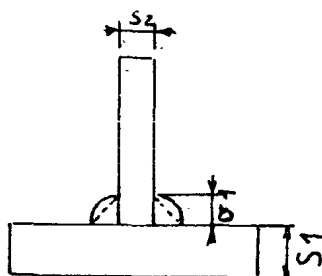



Fig. 5-5

Per spessori $s_1 \geqq 20$ mm, converrà di regola, che sia $a_1 \geqq \bar{a}_1$, purchè non in contrasto con la precedente limitazione; i valori di $\bar{a}_1$ sono riportati nel prospetto 5-I.

PROSPETTO 5-I

s_1 mm	$\bar{a}_1$ mm
20	6
30	8
50	11
70	13
100	14

Nei giunti a croce od a T a completa penetrazione dovrà essere previsto un graduale allargamento della saldatura (vedi figura 5-6), la cui larghezza dovrà essere almeno pari a 1,3 volte lo spessore s, in corrispondenza della lamiera su cui viene ad intestarsi.

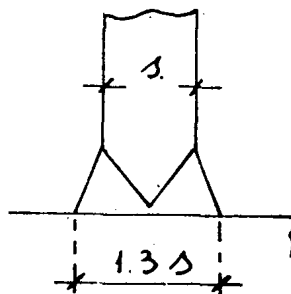



Fig. 5-6

5.6. TRAVI A PARETE PIENA E RETICOLARI.

5.6.1. *Travi chiodate.*

5.6.1.1.

Nel proporzionamento delle chiodature che uniscono all'anima i cantonali del corrente caricato, si deve tenere conto del contributo di sollecitazione di eventuali carichi direttamente applicati al corrente stesso. Se tali carichi sono concentrati ed il corrente è sprovvisto di piattabande, si provvederà a diffonderli con piastra di ripartizione.

5.6.1.2.

Le interruzioni degli elementi costituenti le travi devono essere convenientemente distanziate e singolarmente provviste di coprigiunto. La coincidenza trasversale di più interruzioni non è ammessa neanche per coprigiunto adeguato alla sezione interrotta, eccettuato il caso di giunti di montaggio. I coprigiunti destinati a ricostituire l'intera sezione dell'anima devono estendersi all'intera all'altezza di essa.

5.6.1.3.

Nelle travi con pacchetti di piattabande distribuite con il criterio di ottenere l'uniforme resistenza a flessione, ciascuna piattabanda deve essere attaccata al pacchetto esternamente alla zona dove ne è necessario il contributo; il prolungamento di ogni piattabanda oltre la sezione in cui il momento flettente massimo eguaglia quello resistente, deve essere sufficiente per consentire la disposizione di almeno due file di chiodi, la prima delle quali può essere disposta in corrispondenza della sezione suddetta.

5.6.2. *Travi saldate.*

5.6.2.1.

L'uniforme resistenza alla flessione si ottiene preferibilmente facendo variare lo spessore o la larghezza, anzichè il numero delle piattabande. Quando le piattabande sono più di una per ciascun corrente si potranno unire tra loro con cordoni d'angolo laterali lungo i bordi, purchè abbiano larghezza non maggiore di 30 volte lo spessore.

5.6.2.2.

L'interruzione di ciascuna piattabanda deve avvenire esternamente alla zona dove ne è necessario il contributo, prolungandosi per un tratto pari almeno alla metà della propria

larghezza. In corrispondenza della sezione terminale di ogni singolo tronco di piattabanda si deve eseguire un cordone d'angolo di chiusura che abbia altezza di gola pari almeno alla metà dello spessore della piattabanda stessa e sezione dissimmetrica col lato più lungo nella direzione della piattabanda. Inoltre, in presenza di fenomeni di fatica, la piattabanda deve essere raccordata al cordone con opportuna rastremazione.

5.6.3. *Irrigidimenti dell'anima.*

5.6.3.1

Le nervature di irrigidimento dell'anima in corrispondenza degli appoggi della trave o delle sezioni in cui sono applicati carichi concentrati devono essere, di regola, disposte simmetricamente rispetto all'anima e verificate a carico di punta per l'intera azione localizzata.

Potrà a tali effetti considerarsi collaborante con l'irrigidimento una porzione d'anima, di larghezza non superiore a 12 volte lo spessore dell'anima, da entrambe le parti adiacenti alle nervature stesse.

Per la lunghezza libera d'inflessione dovrà assumersi un valore commisurato alle effettive condizioni di vincolo dell'irrigidimento ed in ogni caso non inferiore ai 3/4 della altezza dell'anima.

5.6.3.2.

I rapporti larghezza-spessore delle nervature di irrigidimento dell'anima devono soddisfare le limitazioni previste al punto 4.1.5.

È buona regola, inoltre, che lo spessore delle nervature intermedie sia dello stesso ordine di grandezza, di quello dell'anima.

5.6.3.3.

Le nervature longitudinali saranno preferibilmente realizzate continue attraverso quelle trasversali.

5.6.3.4.

Le nervature di irrigidimento di travi composte saldate devono essere collegate all'anima mediante cordoni di saldatura sottili e, di regola, continui.

Nel caso si adottino cordoni discontinui, la lunghezza dei tratti non saldati dovrà essere inferiore a 12 volte lo spessore dell'anima e, in ogni caso, a 25 cm; inoltre, nelle travi soggette a fatica si verificherà che la tensione longitudinale nell'anima non superi quella ammissibile a fatica per le disposizioni corrispondenti.

5.6.3.5.

È buona regola evitare la saldatura delle nervature trasversali alle piattabande tese soggette a fatica, interrompendole ad una distanza da queste ultime, salvo più precisa verifica, non superiore a 5 volte lo spessore dell'anima, a meno che sia necessaria la trasmissione diretta di forze; in tale eventualità il collegamento sarà realizzato adottando gli opportuni accorgimenti.

In tutti i casi si terrà conto nel calcolo della tensione ammissibile a fatica.

5.6.4. *Travi reticolari.*

5.6.4.1.

Gli assi baricentrici delle aste devono di regola coincidere con gli assi dello schema reticolare; tale avvertenza è particolarmente importante per le strutture sollecitate a fatica. La coincidenza predetta per le aste di strutture chiodate e bullonate costituite da cantonali può essere osservata per gli assi di chiodatura e bullonatura anzichè per gli assi baricentrici.

5.6.4.2.

Il baricentro della sezione resistente della chiodatura o della saldatura di attacco ai nodi deve cadere, di regola, sull'asse geometrico dell'asta. Ove tale condizione non sia conseguibile, dovrà essere considerato nel calcolo il momento dovuto all'eccentricità.

5.6.4.3.

Nei correnti a sezione variabile gli elementi, che via via si richiedono in aumento della sezione resistente, devono avere lunghezza tale da essere pienamente efficienti là ove ne è necessario il contributo.

5.7. PIASTRE OD APPARECCHI DI APPOGGIO.

5.7.1 *Basi di colonne.*

5.7.1.1.

Le piastre di appoggio e le relative eventuali costolature devono essere proporzionate in modo da assicurare una ripartizione approssimativamente lineare della pressione sul cuscinetto sottostante.

5.7.1.2.

I bulloni di ancoraggio devono essere collocati a conveniente distanza dalla superficie che limitano lateralmente la fondazione. La lunghezza degli ancoraggi si determina con riferimento alle norme in vigore per l'esecuzione delle opere di conglomerato cementizio armato, quando non si faccia ricorso a traverse d'ancoraggio o dispositivi analoghi.

5.7.2. *Apparecchi di appoggio.*

Dove lo schema statico e l'importanza della struttura lo esigono, si devono impiegare apparecchi di appoggio fissi, deformabili o scorrevoli, atti a definire la posizione della reazione ed a consentire le dilatazioni termiche.

Gli apparecchi di appoggio di qualunque tipo devono essere conformati e piazzati in modo da renderne agevole la regolazione l'ispezione e la pulizia. Occorrendo, devono inoltre potersi sostituire.

5.7.2.1 Appoggi metallici (fissi e scorrevoli).

Di regola, per gli appoggi scorrevoli, non sono da impiegare più di due rulli o segmenti di rulli; se i rulli sono due occorrerà sovrapporre ad essi un bilancere che assicuri l'equipartizione del carico. Il movimento di traslazione dei rulli deve essere guidato in modo opportuno; dispositivi di arresto devono essere previsti dove il caso lo richieda. Le parti degli

apparecchi che trasmettono pressioni per contatto possono essere di acciaio fuso, oppure ottenute per saldatura di laminati di acciaio. Le superfici di contatto devono essere lavorate con macchina utensile.

5.7 2.2. Appoggi di gomma.

Per questo tipo di appoggi valgono le istruzioni definite nella norma CNR-UNI 10018-70.

5.8. Marcatura dei materiali.

5.8.1.

Tutti i prodotti di laminazione a piazzale devono essere contraddistinti con vernice rossa se si tratta di acciaio tipo 1 oppure con vernice azzurra se di tipo 2.

5.8.2.

Nelle officine e nei cantieri, i luoghi di deposito dei materiali dei due tipi devono essere possibilmente separati.

5.8.3.

Per quanto riguarda i chiodi ed i bulloni ad alta resistenza valgono le prescrizioni del punto 5.12.1.

5.9. Raddrizzamento.

5.9.1

Il raddrizzamento e lo spianamento, quando necessari, devono essere fatti preferibilmente con dispositivi agenti per pressione.

Possono essere usati i riscaldamenti locali (caldo), purchè programmati in modo da evitare eccessive concentrazioni di tensioni residue e di deformazioni permanenti.

5.10. Tagli e finitura.

5.10.1

Le superfici dei tagli possono restare grezze, purchè non presentino strappi, riprese, mancanze di materiale o bavatura.

5.10.2.

È ammesso il taglio a ossigeno purchè regolare. I tagli irregolari devono essere ripassati con la smerigliatrice.

5.10.3.

Per le superfici delle unioni per contatto si veda il punto 5.12.4.

5.10.4.

Negli affacciamenti non destinati alla trasmissione di forze possono essere tollerati giuochi da 2 a 5 mm di ampiezza, secondo il minore o maggiore spessore del laminato.

5.11. Forature.

5.11.1

I fori per chiodi e bulloni devono essere preferibilmente eseguiti col trapano od anche col punzone purchè successivamente alesati. non sono ammesse deroghe quando si abbiano sollecitazioni a fatica o dinamiche.

5.11.2

Per chiodature o bullonature di ordinaria importanza statica e fino a spessori di 10 mm, è ammessa la punzonatura dei fori al diametro definitivo, senza allargamento ulteriore; per giunzioni ad attrito tale limite potrà essere superato purchè la punzonatura venga opportunamente eseguita e controllata, particolarmente al fine di evitare la formazione di cricche o bavature. Nella punzonatrice il diametro della matrice deve superare al massimo di 2 mm il diametro del punzone. Quando sia previsto l'ulteriore allargamento dei fori, la base maggiore del vano troncoconico creato col punzone avrà diametro di almeno 3 mm minore del diametro del foro definitivo e questo deve essere poi ottenuto allargando il foro col trapano o con l'alesatore.

5.11.3.

È vietato l'uso della fiamma per l'esecuzione di fori per chiodi e bulloni.

5.11.4.

Gli elementi destinati a comporre una stessa membratura possono essere forati singolarmente. L'alesatura dei fori deve essere però eseguita sempre con un'unica operazione per tutti gli elementi, a tale scopo saldamente ammorsati nella giusta posizione, previa asportazione delle bavature dei fori.

5.11.5.

Anche per i fori di chiodi o bulloni destinati agli attacchi terminali delle membrature, si deve prevedere l'alesatura o la foratura diretta col trapano al diametro definitivo con un'unica operazione ed effettuando in officina gli opportuni montaggi provvisori.

Si potrà derogare alla prescrizione, quando i fori vengono trapanati o alesati su appropriate maschere metalliche o con accorgimenti equivalenti.

5.11.6.

I pezzi destinati ad essere chiodati o bullonati in opera devono essere marcati in modo da poter riprodurre nel montaggio definitivo le posizioni stesse che avevano in officina all'atto dell'alesatura dei fori.

5.11.7.

Non sono ammesse al montaggio in opera eccentricità, relative a fori corrispondentisi, maggiori del giuoco foro-chiodo (o bullone) di cui ai punti 5.2.2., 5.3.2. e 5.4.2. Entro tale limite è opportuno la regolarizzazione del foro con utensile adatto.

5.11.8.

L'uso delle spine d'acciaio è ammesso, in corso di montaggio, esclusivamente per richiamare i pezzi nella giusta posizione.

5.12. MODALITÀ ESECUTIVE PER LE UNIONI.

5.12.1 *Unioni chiodate.*

5.12.1.1

Il fusto del chiodo dovrà avere lunghezza sufficiente per permettere la formazione della testa ribadita ed il completo riempimento del foro; bisogna inoltre evitare rigorosamente che lo stampo lasci l'impronta negli elementi chiodati.

5.12.1.2.

Gli elementi da chiodare, preventivamente ripuliti, devono essere saldamente fissati nella giusta posizione relativa mediante bulloni di montaggio e, occorrendo, coll'ausilio di morse. Non si deve fare assegnamento sulla chiodatura per conseguire il contatto dei pezzi.

5.12.1.3.

I chiodi devono essere riscaldati con fiamma riduttrice o elettricamente e liberati da ogni impurità, come scorie e tracce di carbone, prima che siano introdotti nei fori devono essere ancora di colore rosso scuro alla fine della ribaditura.

5.12.1.4.

Le teste ottenute con la ribaditura devono risultare ben centrate sul fusto, ben nutrite alle loro basi, prive di screpolature e ben combacianti con la superficie dei pezzi. Dovranno poi essere liberate dalle bavature mediante scalpello curvo, senza intaccare i ferri chiodati.

5.12.1.5.

I chiodi difettosi devono essere rimossi incidendone le teste con l'unghiello o mediante scalpello pneumatico o impiegando, con le cautele del caso, appositi cannelli da taglio. Nella schiodatura è vietato l'impiegato della mazza.

5.12.1.6.

La ribaditura deve farsi, possibilmente, a macchina. Nelle posizioni inaccessibili alle macchine può farsi sia col martello ordinario, sia col martello pneumatico.

5.12.1.7.

Le teste dei chiodi di materiale diverso dall'acciaio Fe40 UNI 5937-67 porteranno in rilievo in sommità, sopra una zona piana, un marchio caratterizzante la qualità del materiale.

Il controstampo dovrà essere piazzato in modo da lasciare sussistere detto marchio dopo la ribaditura.

5.12.2. *Unioni ad attrito.*

5.12.2.1.

Le superfici di contatto al montaggio si devono presentare pulite, prive cioè di olio, vernice, scaglie di laminazione, macchie di grasso.

Di regola la pulitura deve essere eseguita con sabbiatura; è ammessa la semplice spazzolatura delle superfici a contatto per giunzioni montate in opera.

Le giunzioni calcolate con $\mu = 0{,}45$ debbono essere sabbiate a metallo bianco.

5.12.2.2.

I bulloni devono essere montati in opera con una rosetta posta sotto la testa della vite (smusso verso la testa) e una rosetta sotto il dado (smusso verso il dado).

Le viti, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo o impresso, il marchio del fabbricante e la classe.

5.12.2.3.

Nei giunti flangiati dovranno essere particolarmente curati la planarità ed il parallelismo delle superfici di contatto.

5.12.2.4.

Per il serraggio dei bulloni si devono usare chiavi dinamometriche a mano, con o senza meccanismo limitatore della coppia applicata, o chiavi pneumatiche con limitatore della coppia applicata; tutte peraltro devono essere tali da garantire una precisione non minore di $\pm 5\%$.

Il valore della coppia di serraggio M_s, da applicare sul dado o sulla testa del bullone, deve essere quella indicata nel punto 3.3.

Durante il serraggio è opportuno procedere come segue

a) serrare i bulloni, con una coppia pari a circa il 60% della coppia prescritta, iniziando dai bulloni più interni del giunto e procedendo verso quelli più esterni;

b) ripetere l'operazione, come più sopra detto, serrando completamente i bulloni.

5.12.2.5.

Per verificare l'efficienza dei giunti serrati, il controllo della coppia torcente applicata può essere effettuato in uno dei seguenti modi

a) si misura con chiave dinamometrica la coppia richiesta per far ruotare ulteriormente di 10° il dado;

b) dopo aver marcato dado e bullone per identificare la loro posizione relativa, il dado deve essere prima allentato con una rotazione almeno pari a 60° e poi riserrato, controllando se l'applicazione della coppia prescritta riporta il dado nella posizione originale.

Se in un giunto anche un solo bullone non risponde alle prescrizioni circa il serraggio, tutti i bulloni del giunto devono essere controllati.

5.12.3. *Unioni saldate.*

5.12.3.1

Sia in officina sia in cantiere, le saldature da effettuare con elettrodi rivestiti devono essere eseguite da operai che abbiano superato le prove di qualifica indicate nella UNI 4634 per la classe relativa al tipo di elettrodo ed alle posizioni di saldatura previste. Nel caso di costruzioni tubolari si farà riferimento anche alla UNI 4633 per quanto riguarda i giunti di testa.

Le saldature da effettuare con altri procedimenti devono essere eseguite da operai sufficientemente addestrati all'uso delle apparecchiature relative ed al rispetto delle condizioni operative stabilite in sede di approvazione del procedimento.

5.12.3.2.

La preparazione dei lembi da saldare deve essere effettuata mediante macchina utensile, smerigliatrice od ossitaglio automatico e dovrà risultare regolare e ben liscia. L'ossitaglio a mano può essere accettato solo se un'adeguata successiva ripassatura alla smerigliatrice avrà perfettamente regolarizzato l'asperità del taglio.

I lembi, al momento della saldatura, devono essere esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali ed umidità.

5.12.3.3.

La distanza dei lembi dei giunti di testa e dei giunti a T a completa penetrazione deve essere secondo UNI 11001. Nei giunti a T con cordoni d'angolo i pezzi devono essere a contatto; è tollerato un giuoco massimo di 3 mm per spessori maggiori di 10 mm, da ridurre adeguatamente per spessori minori o per casi particolari.

Il disallineamento dei lembi deve essere non maggiore di 1/8 dello spessore con un massimo di 1,5 mm; nel caso di saldatura manuale ripresa al vertice, si potrà tollerare un disallineamento di entità doppia.

5.12.3.4.

Gli elettrodi devono essere usati con il tipo di corrente (continua o alternata) e di polarità per cui sono stati omologati. Dovranno altresì essere adottate tutte le precauzioni prescritte dal produttore degli elettrodi con particolare riguardo alla conservazione all'asciutto ed, in generale, alla preessicazione degli elettrodi a rivestimento basico, particolarmente importante quando si saldino grossi spessori od acciai di tipo 2.

5.12.3.5.

Il diametro dell'anima degli elettrodi rivestiti, per saldatura manuale, usati nella saldatura di un giunto, deve essere fissato in relazione allo spessore, al tipo di giunto ed alla posizione della passata nel giunto; in generale sarà non maggiore di 6 mm per saldature in piano e di 5 mm per saldature in verticale.

Devono essere osservate le sequenze di saldatura indicate in progetto e le prescrizioni che verranno stabilite per il preriscaldo locale in relazione agli spessori, ai tipi di acciaio ed alla temperatura ambiente durante la costruzione.

5.12.3.6.

La superficie di ogni passata sarà liberata dalla scoria prima che vengano effettuate le passate successive; egualmente la scoria verrà localmente asportata in corrispondenza delle riprese di una medesima passata.

Nella saldatura manuale si deve evitare l'accensione degli elettrodi sulle lamiere accanto al giunto, specialmente per acciai tipo 2.

5.12.3.7.

Le estremità dei cordoni di saldatura dei giunti di testa, nella saldatura automatica e semiautomatica, devono essere sempre fatte su prolunghe; nel caso di saldatura manuale, ciò sarà fatto almeno per i giunti di I classe.

5.12.3.8.

Devono essere adottate le sequenze di saldatura e le condizioni di vincolo più opportune, al fine di ridurre per quanto possibile le tensioni residue da saldatura, e facilitare la esecuzione dei giunti saldati.

5.12.3.9.

Nei giunti di testa ed in quelli a T a completa penetrazione effettuati con saldatura manuale, il vertice della saldatura deve essere sempre asportato, per la profondità richiesta per raggiungere il metallo perfettamente sano, a mezzo di scalpellatura, smerigliatura, od altro adeguato sistema, prima di effettuare la seconda saldatura (nel caso di saldature effettuate dai due lati) o la ripresa.

Qualora ciò non sia assolutamente possibile, si deve fare ricorso alla preparazione a V con piatto di sostegno che è, peraltro, sconsigliata nel caso di strutture sollecitate a fatica, od alla saldatura effettuata da saldatori specializzati secondo UNI 4634 o, nel caso di strutture tubolari, di classe TT secondo UNI 4633.

5.12.3.10.

La superficie delle saldature deve risultare sufficientemente liscia e regolare e ben raccordata col materiale base.

5.12.3.11.

Quando la temperatura ambiente scende al disotto di + 5°C si dovranno preriscaldare le zone da saldare ad almeno 50° C

5.12.4. *Unioni per contatto.*

5.12.4.1

Le superfici di contatto devono essere convenientemente piane e ortogonali all'asse delle membrature collegate.

5.12.4.2.

Le membrature senza flange di estremità devono avere le superfici di contatto segate o, se occorre, lavorate con la pialla, la limatrice, la fresa o la mola.

5.12.4.3.

Per le membrature munite di flange di estremità si dovranno distinguere i seguenti casi

a) per flange di spessore inferiore o uguale a 50 mm è sufficiente se necessario, la spianatura alla pressa o con sistema equivalente

b) per flange di spessore compreso tra i 50 ed i 100 mm, quando non sia possibile una accurata spianatura alla pressa, è necessario procedere alla piallatura o alla fresatura delle superfici di appoggio;

c) per flange di spessore maggiore di 100 mm le superfici di contatto devono sempre essere lavorate alla pialla o alla fresa.

5.12.4.4.

Nel caso particolare delle piastre di base delle colonne si distingueranno i due casi seguenti:

a) per basi senza livellamento con malta occorre, sia per la piastra della colonna che per l'eventuale contropiastra di fondazione, un accurato spianamento alla pressa e preferibilmente la piallatura o la fresatura;

b) per basi livellate con malta non occorre lavorazione particolare delle piastre di base.

5.13. ELEMENTI DI ACCIAIO FUSO O FUCINATO.

5.13.1.

Le parti di fusione devono essere, secondo i casi, piallate, tornite o alesate sulle superficie destinate a contatto con altre parti dell'opera. Le rimanenti superficie possono rimanere grezze, salvo a correggerne con lima o scalpello le eventuali imperfezioni.

5.13.2.

I pezzi fucinati, dopo la fucinatura, devono essere ricotti nel forno; la rifinitura delle superficie destinate a contatto deve essere effettuata a macchina.

5.14. MONTAGGIO.

5.14.1 *Montaggio di prova.*

5.14.1 1.

Per strutture particolarmente complesse è opportuno il montaggio provvisorio in officina, prima della spedizione a piè d'opera: in tal caso il montaggio può essere effettuato anche in più riprese, purchè in tali montaggi siano controllati tutti i collegamenti.

Del montaggio stesso si deve approfittare per eseguire le operazioni di cui al punto 5.11.6. Nel caso di strutture complesse costruite in serie è sufficiente il montaggio di prova del solo campione, purchè la foratura si esegua con maschera o con procedimenti equivalenti.

5.14.1 2.

Il montaggio provvisorio può essere soppresso quando i fori dei chiodi di collegamento delle varie parti siano eseguiti con diametri minori di quelli definitivi e sia poi praticata l'alesatura all'atto del montaggio in opera.

5.14.1 3.

Al montaggio provvisorio si potrà rinunciare anche quando i collegamenti in opera sono da effettuarsi mediante saldatura.

5.14.2. *Montaggio in opera.*

5.14.2.1.

Di regola il montaggio in opera deve essere effettuato con l'ausilio di bulloni provvisori. Per l'applicazione di chiodi o l'esecuzione di saldature si osserveranno le prescrizioni indicate nei punti 5.12.1., 5.12.2. e 5.12.3.

I dadi dei bulloni definitivi devono essere serrati a fondo.

5.14.2.2.

Quando le superficie comprendenti lo spessore da bullonare per una giunzione di forza non abbiano giacitura ortogonale agli assi dei fori, i bulloni devono essere piazzati con interposte rosette cuneiformi, tali da garantire un assetto corretto della testa e del dado e da consentire un serraggio normale.

5.15. VERNICIATURA E ZINCATURA.

5.15.1.

Le strutture devono ricevere una prima mano di vernice di fondo o prima della spedizione a piè d'opera oppure in cantiere.

L'operazione deve essere preceduta da un'accurata pulizia dei pezzi, da effettuarsi con mezzi ordinari, ammenochè non siano richiesti speciali provvedimenti, come bagno nell'acqua di calce e successiva spalmatura con olio di lino cotto, sabbiatura od altro. Eventuali strati o macchie di olio o grassi dovranno essere asportati mediante adatti detersivi o fiammatura.

5.15.2.

In generale, nelle strutture chiodate o bullonate, devono essere verniciate con una mano di vernice di fondo, non soltanto le superficie esterne, ma anche tutte le superficie a contatto, ivi comprese le facce dei giunti da effettuare in opera. Sono esclusi:

a) i giunti ad attrito, che dovranno essere preparati come indicato nel punto 5.12.2. e protetti come indicato nel punto 5.15.3.;

b) le superficie interne a contatto sicuramente non accessibili agli agenti atmosferici;

c) gli elementi strutturali sicuramente protetti contro gli agenti atmosferici.

5.15.3.

I giunti ad attrito devono essere accuratamente protetti non appena completato il serraggio definitivo, verniciando i bordi dei pezzi a contatto, le rosette, la testa e il dado del bullone, in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del giunto.

5.15.4.

Dopo il montaggio in opera verranno fatti i necessari ritocchi alla mano di vernice di fondo data in precedenza e si procederà poi all'applicazione di una seconda mano della stessa vernice. Ulteriori mani di vernice verranno applicate in relazione all'aggressività dell'ambiente cui è destinata la struttura.

5.15.5.

Una mano di vernice non verrà applicata finchè la precedente non sia completamente essiccata. Per facilitare i controlli, le successive mani dovranno avere diversa intensità di colore.

5.15.6.

La verniciatura in opera deve essere fatta in stagione favorevole, evitando il tempo umido e temperature eccessivamente elevate.

5.15.7.

I ferri destinati ad essere incorporati in getti di conglomerato cementizio non devono essere verniciati, bensì accuratamente puliti.

5.15.8.

Di regola la zincatura verrà effettuata mediante immersione in zinco fuso (zincatura a caldo); peraltro è ammesso, in casi particolari, anche altro tipo di zincatura.

5.15.9.

La zincatura a caldo deve rispondere alle indicazioni della UNI 5744-66.

Dopo la zincatura, gli oggetti zincati non devono subire trattamento termico se non specificatamente autorizzato dal direttore dei lavori.

Sugli organi filettati, dopo la zincatura, non si devono effettuare ulteriori operazioni con utensile, rullatura, asportazione di materiale, taglio o comunque altre operazioni di finitura a mezzo utensile, ad eccezione della filettatura dei dadi. Dopo la zincatura i dadi devono potersi agevolmente avvitare ai rispettivi bulloni e le rosette elastiche, gli spinotti, i colletti filettati e i bulloni non devono avere subìto deformazioni e alterazioni nelle loro caratteristiche meccaniche.

5.16. Sigillatura delle piastre di base.

È necessario curare che la piastra di base degli apparecchi di appoggio delle colonne appoggi per tutta la sua superficie sulla sottostruttura attraverso un letto di malta.

Per gli appoggi di maggiore impegno dovrà essere usata malta espansiva, non aggressiva verso i bulloni d'ancoraggio.

6. REDAZIONE DEL PROGETTO, COLLAUDO, SORVEGLIANZA E MANUTENZIONE.

6.1 Redazione del progetto.

6.1.1 *Progetto di massima.*

Il progetto di massima deve comprendere i disegni schematici dell'opera ed una relazione tecnica illustrativa riguardante anche i criteri di calcolo.

6.1.2. *Progetto esecutivo.*

L'esecuzione di un'opera richiede la preparazione dei disegni di insieme e dei particolari necessari a definire completamente tutti gli elementi costruttivi.

6.1.2.1.

Ciascun disegno deve portare le indicazioni atte ad individuare la qualità del materiale delle singole parti cui il disegno si riferisce.

6.1.2.2.

Sui disegni di insieme dei solai e delle coperture deve essere specificato il carico gravante sugli elementi metallici, distinto in sovraccarico permanente — materiale di riempimento, pavimento o manto di copertura con relativo letto di posa, soffitto, ecc. — ed in sovraccarico accidentale.

6.1.2.3.

Sui disegni di insieme delle fondazioni devono essere indicati i parametri dell'azione trasmessa da ciascun appoggio dell'opera metallica (componenti verticali ed orizzontali, momento d'incastro), nonchè la pressione massima sulla sottostruttura.

6.1.2.4.

Il costruttore dell'opera metallica deve trasmettere tempestivamente al committente tutte le indicazioni necessarie all'esecuzione delle opere di fondazione ed alla corretta impostazione delle strutture metalliche sulle medesime e controllare, qualora effettui anche il montaggio, che le tolleranze previste vengano rispettate.

6.1.2.5.

Nei disegni dei particolari costruttivi devono essere completamente definiti

— le caratteristiche delle giunzioni.

— i diametri e la disposizione dei chiodi e dei bulloni, nonchè dei fori relativi.

— le dimensioni dei cordoni di saldatura, i procedimenti di saldatura e la qualità degli elettrodi;

— la classe di qualità per i giunti di testa;

— le controfrecce da assegnare alle travi.

— i diametri, la disposizione e la coppia di serraggio dei bulloni ad alta resistenza.

6.1.2.6.

Il progetto esecutivo comprende una relazione del calcolo, che può essere limitata all'illustrazione dei criteri generali di progetto e alla giustificazione statica degli elementi principali della costruzione. Inoltre il committente ha facoltà di prendere visione della minuta completa dei calcoli giustificativi di ogni membratura.

6.1.2.7.

Le eventuali varianti in corso d'esecuzione saranno riportate nei disegni costruttivi e nei calcoli di progetto, in modo che risultino chiaramente evidenti, sia la soluzione variata, sia quella originaria.

6.2. Collaudo.

6.2.1. *Nomina e compiti del collaudatore*

6.2.1.1

Le costruzioni di acciaio devono essere collaudate prima dell'accettazione definitiva. Il collaudo deve essere eseguito da un ingegnere o architetto, iscritto all'Albo Professionale e che non sia intervenuto in alcun modo nella progettazione, direzione ed esecuzione dell'opera.

6.2.1.2.

La nomina del collaudatore spetta al committente. Per costruzioni di importanza rilevante è opportuna la nomina di un collaudatore in corso d'opera che possa partecipare agli esami e agli accertamenti fin dall'inizio dell'esecuzione dell'opera stessa.

6.2.1.3.

Il collaudatore ispezionerà l'opera, verificherà la rispondenza di essa al progetto ed alle prescrizioni contrattuali; in particolare prenderà visione dei certificati riguardanti le prove sui materiali e delle eventuali radiografie e dei risultati

delle prove di carico eventualmente eseguite in corso d'opera dal direttore dei lavori, con le modalità indicate nel punto 6.2.2. A suo criterio le opere saranno assoggettate ad ulteriori prove di carico, sempre con le modalità indicate nel punto 6.2.2.

6.2.2. *Prove di carico.*

Ove sia il caso, l'esecuzione delle misure di deformazione e tensione sarà demandata a un laboratorio di un Ente Ufficiale qualificato.

6.2.2.1 *Modalità esecutive delle prove.*

Di regola, il carico sull'elemento che si intende provare deve essere materialmente realizzato in conformità delle ipotesi di calcolo. Sovraccarichi di prova maggiori di quelli di progetto potranno essere applicati solo in accordo col progettista. È ammessa peraltro la sostituzione del carico di calcolo con uno o più carichi concentrati equivalenti nei confronti delle tensioni o delle deformazioni massime, a condizione che sia accertato che non ne derivino altrove tensioni maggiori di quelle di calcolo.

Se la prova riguarda una trave dell'orditura di un solaio, oltre all'inflessione della trave di cui si tratta, si misureranno quelle delle travi contigue, al fine di valutare la quota di carico in prova effettivamente assorbita dalla trave in esperimento. Gli strumenti di misura saranno piazzati in numero sufficiente e con le cautele necessarie per evitare che le misurazioni siano falsate a causa sia di cedimenti (anche dei vincoli) o vibrazioni, estranei alle deformazioni che interessano, sia di variazioni termiche e igrotermiche dell'ambiente.

Il carico di prova, stabilito in base ai criteri sopra enunciati, deve essere applicato in successive fasi. Tra due fasi consecutive deve trascorrere il tempo necessario a che la deformazione si dimostri stabilizzata. La deformazione residua dovrà essere misurata subito dopo lo scarico e dopo un congruo periodo di tempo.

6.2.2.2. *Interpretazione dei risultati.*

L'esito della prova sarà ritenuto soddisfacente quando:

— nel corso dell'esperimento non si siano prodotti dissesti che menomino la sicurezza o la durata della struttura;

— la freccia osservata sotto il carico massimo sia nei limiti stabiliti nel punto 3.8. e, comunque, non maggiore di quella teorica;

— la freccia residua allo scarico sia una modesta aliquota di quella osservata sotto il carico massimo. Quando ciò non sia, la prova dovrà essere ripetuta finchè la freccia residua all'ultimo ciclo sia praticamente scomparsa.

6.3. SORVEGLIANZA E MANUTENZIONE.

6.3.1

Durante la loro vita le opere metalliche devono essere ispezionate periodicamente da tecnici qualificati incaricati di ciò dal committente.

6.3.2.

Una prima visita di controllo deve essere fatta ad un anno dall'entrata in servizio della struttura. In tale occasione deve essere stabilito l'intervallo di tempo massimo tra due ispezioni consecutive in dipendenza della natura, delle caratteristiche dell'opera e delle località in cui essa sorge; in ogni caso tale intervallo di tempo non potrà essere maggiore di dieci anni.

6.3.3.

Le ispezioni periodiche devono essere estese per quanto possibile a tutte le parti dell'opera per accertarne lo stato generale di conservazione e disporre, se del caso, i lavori di manutenzione. In particolare, dovranno essere verificati la efficienza delle chiodature o saldature dei collegamenti, il funzionamento degli apparecchi di appoggio e l'integrità delle murature di sostegno.

COSTRUZIONI COMPOSTE DA ELEMENTI STRUTTURALI IN METALLI DIVERSI DALL'ACCIAIO

La legge 5 novembre 1971 n. 1086 che prevede l'emanazione delle normative tecniche in esame, anche se al suo articolo I non lo definisce espressamente deve ritenersi avere per oggetto norme afferenti le opere di ingegneria civile.

Ciò premesso, nelle costruzioni civili medesime, per le strutture metalliche che assolvono una funzione statica si ricorre quasi esclusivamente all'uso dell'acciaio: soltanto in qualche caso e per opere di non grande impegno si usano strutture in lega leggera.

Tali strutture dovranno essere progettate, eseguite e montate seguendo tutte le indicazioni di ordine generale indicate nelle Norme per le costruzioni in acciaio.

Deve essere peraltro provato dal progettista caso per caso che le strutture posseggono un grado di sicurezza adeguato alla affidabilità dei materiali e delle tecnologie e comunque non inferiore a quello richiesto dalle Norme per le costruzioni in acciaio.

MANUFATTI PREFABBRICATI IN CONGLOMERATO NORMALE PRECOMPRESSO, MISTI IN LATERIZIO E CEMENTO ARMATO, E COMPLESSI IN METALLO

La documentazione da depositarsi ai sensi dei punti *a*), *b*), *c*), *d*) dell'art. 9 della legge 1086 dovrà dimostrare la completa rispondenza degli elementi prefabbricati alle prescrizioni di cui alle presenti norme, e dovrà essere rinnovata ogni qualvolta le norme stesse siano aggiornate ai sensi dell'art. 21.

La relazione dovrà essere firmata da tecnico a ciò abilitato, il quale assume con ciò le responsabilità stabilite dalla legge per il progettista.

Gli elementi prefabbricati dovranno essere realizzati in stabilimento sotto la direzione di un tecnico a ciò abilitato, che per esse assume le responsabilità stabilite dalla legge per il direttore dei lavori. A cura di detto tecnico dovranno essere eseguiti i prelievi di materiali, le prove e i controlli di produzione sugli elementi finiti con le modalità e la periodicità previste dalle presenti Norme. I certificati delle prove saranno conservati in stabilimento.

Ogni fornitura di elementi prefabbricati dovrà essere accompagnata, oltre a quanto previsto dal penultimo comma dell'art. 9, anche da un certificato di origine firmato dal produttore — il quale con ciò assume per i prodotti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore — e dal tecnico responsabile della produzione previsto al precedente comma. Il certificato dovrà garantire la rispondenza del prodotto

alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata al Ministero, e portare l'indicazione del tecnico che ne risulta, come sopra detto, progettista.

In presenza delle condizioni ora elencate, i prodotti prefabbricati potranno essere accettati senza ulteriori esami o controlli.

ALLEGATO I

CONTROLLI SUL CONGLOMERATO

1. PRELIEVO DEI CAMPIONI.

Il direttore dei lavori deve far prelevare nel luogo di impiego, dagli impasti destinati all'esecuzione delle varie strutture, la quantità di calcestruzzo necessaria per la confezione di un gruppo di quattro provini per ogni prelievo con le modalità indicate nella tabella UNI 6126.

La frequenza dei prelievi deve essere di almeno uno ogni 100 mc di getto e, comunque, non meno di tre per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo utilizzato nell'opera, come definito al paragrafo 3.

Sarà cura del direttore dei lavori prescrivere ulteriori prelievi tutte le volte che le variazioni dei costituenti dell'imposto possano provocare variazione di qualità del calcestruzzo stesso.

Ove si raggiungesse, in una stessa opera, il numero minimo di 30 prelievi, necessari per la valutazione statistica indicata al paragrafo 3., il direttore dei lavori potrà, a suo giudizio, diradare la frequenza dei prelievi, limitandosi a verificare che il calcestruzzo si mantenga omogeneo con quello dei primi trenta prelievi, e che i nuovi valori della resistenza di prelievo non modifichino sostanzialmente la resistenza caratteristica già calcolata statisticamente, secondo quanto indicato nel paragrafo 3.

2. PROVA DEL CALCESTRUZZO.

Per la preparazione e la stagionatura dei provini di conglomerato vale quanto indicato nella UNI 6127; in particolare per la stagionatura vale quanto indicato nel paragrafo 4.1. lettera *a*).

Per determinare la resistenza caratteristica del conglomerato ad età indeterminata (in vista dell'applicazione di particolari condizioni di carico o di stato di coazione) o quando esistano particolari condizioni ambientali di maturazione del calcestruzzo in opera, devono essere realizzati dei provini suppletivi come indicato nel paragrafo 4.1., lettera *b*), della UNI 6127.

Per la forma e le dimensioni dei provini di calcestruzzo e le relative casseforme, vale quanto indicato nella UNI 6130, limitatamente ai provini per le prove di resistenza a compressione.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella UNI 6132.

3. RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO.

3.1. *Resistenza del prelievo.*

Per resistenza di un prelievo si intende la media aritmetica delle resistenze a compressione ottenute, ad una data stagionatura, sui provini del prelievo stesso.

3.2. *Resistenza caratteristica del calcestruzzo.*

Il calcestruzzo per il getto delle strutture di un'opera, o di parte di esse, si considera omogeneo se la miscela viene confezionata con componenti aventi essenzialmente le stesse caratteristiche di qualità e se il rapporto quantitativo tra i componenti, le attrezzature e le modalità di confezione rimangono praticamente invariati.

Il conglomerato viene individuato tramite la sua resistenza caratteristica a compressione, a 28 giorni di stagionatura, R'_{bk}, corrispondente alla probabilità di avere, in una distribuzione statistica normale dei risultati, il 5% delle resistenze di prelievo inferiori al suo valore.

Perchè l'elaborazione dei risultati sia possibile, al fine del calcolo di R'_{bk} è necessario che i provini di tutti i prelievi risultino da calcestruzzo omogeneo nel senso sopradetto e vengano stagionati tutti con la stessa procedura, secondo il paragrafo 4.1., lettera *a*) della UNI 6127, e provati con uno stesso procedimento.

Quando il numero dei prelievi è uguale o maggiore a 30, la resistenza caratteristica viene ricavata con una valutazione statistica, in base alla seguente formula:

$$R'_{bk} = R'_{bm} - k\,\delta \qquad \text{(A)}$$

nella quale è:

$R'_{bm} = \dfrac{\Sigma R'_{bM}}{n}$ la media aritmetica delle resistenze di prelievo;

$\delta = \sqrt{\dfrac{\Sigma (R'_{bM} - R'_{bm})^2}{n-1}}$ lo scarto quadratico medio;

n il numero dei prelievi effettuati;

k un coefficiente numerico che, nel caso previsto di un numero di prelievi non inferiore a 30, può essere assunto, con sufficiente approssimazione, uguale al valore 1,64, corrispondente ad un numero elevatissimo di prelievi.

Qualora il valore di δ calcolato risultasse minore a 20 kg/cm² si dovrà introdurre nella (A) il valore di 20 kg/cm².

Il procedimento statistico può essere esteso, con approssimazione accettabile, anche al caso di un numero di prelievi compreso tra 10 e 29. La formula (A) può essere ancora ritenuta valida, assegnando a k i valori di cui al seguente prospetto:

n	10	12	16	20	25
k	1,96	1,92	1,87	1,85	1,82

Anche nel caso di un numero di prelievi compreso tra 10 e 29, il valore di δ da introdurre nella (A) non deve essere minore di 20 kg/cm².

Nel caso di un numero di prelievi compreso tra tre e nove la resistenza caratteristica viene assunta uguale al minore dei seguenti due valori:

a) valore minimo delle medie aritmetiche mobili (*) delle resistenze di prelievo, prese a gruppi di tre, diminuito di 50 kg/cm²;

b) valore minimo delle resistenze di prelievo.

(*) Per medie aritmetiche mobili delle resistenze di prelievo si intende la serie dei valori medi di tutti i gruppi di tre prelievi successivi, cioè la media aritmetica della 1ª, 2ª, e 3ª resistenza di prelievo, quindi della 2ª, 3ª e 4ª e così via fino alla 7ª, 8ª e 9ª, o fino a comprendere l'ultima resistenza di prelievo.

L'ordine dei prelievi è quello che risulta dalla data di confezione dei provini, corrispondente alla rigorosa successione dei relativi getti.

4. Calcestruzzi preconfezionati.

Valgono in proposito le specifiche prescrizioni di cui alle vigenti UNI.

Allegato II

CONTROLLI IN STABILIMENTO DI BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA

Qualora i produttori richiedano di loro iniziativa di sottoporsi, presso i loro stabilimenti di produzione, a prove statistiche eseguite a cura di un laboratorio ufficiale, si applicheranno le modalità sottoriportate. Il controllo di qualità può anche essere affidato ad Organismi ufficialmente riconosciuti.

1. Controlli sistematici.

1.1. *Prove di qualificazione.*

Prelievo senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, da parte del laboratorio ufficiale, di serie di 25 saggi, ricavati da cinque diverse colate, cinque per ogni colata. L'operazione viene ripetuta su tre diametri diversi, scelti nei tre gruppi di diametri: da 6 a 10 mm; da 12 a 18 mm; da 20 mm in su (*).

Su tali campioni vengono determinati, a cura del laboratorio ufficiale, i valori delle tensioni di snervamento e rottura $R_a(S)$ e R_a, l'allungamento A_5 ed effettuate le prove di piega.

Indicando con:

(1)

$$R_{amn}(S) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} R_{ai}(S), \quad R_{amn} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{i=n} R_{ai},$$

le medie dei valori delle tensioni di snervamento e rottura, e con:

$$\delta_n(S) = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} \left[R_{ai}(S) - R_{amn}(S)\right]^2},$$

(2)

$$\delta_n = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{i=n} (R_{ai} - R_{amn})^2},$$

gli scarti quadratici medi corrispondenti, si procede al calcolo delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura definite dalle espressioni

$$R_{ak}(S) = R_{amn}(S) - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right)\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)\delta_n(S)$$

(3)

$$R_{ak} = R_{amn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right)\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)\delta_n$$

dove n, numero dei saggi considerati, è nel presente caso pari a 25.

Qualora il produttore lo richieda, è data facoltà di non avvalersi della suddivisione in gruppi di diametri. In tale caso le prove di qualificazione verteranno su 75 saggi, prelevati da 15 diverse colate, cinque per ogni colata, indipendentemente dal diametro, e nelle suddette formule (1), (2), (3) si porrà $n = 75$.

1.2. *Prove di verifica della qualità.*

Effettuazione di controlli saltuari, a cura del laboratorio ufficiale, ad intervalli non superiori ad un mese, su tre serie di 5 campioni, costituite ognuna da cinque barre di uno stesso diametro scelto entro ciascuno dei gruppi di diametri suddetti, e provenienti da una stessa colata (*). Su tali serie il laboratorio effettua le prove di resistenza e di duttilità. I corrispondenti risultati delle prove di snervamento e di rottura vengono introdotti nelle quattro precedenti espressioni (1) e (2), le quali vengono sempre riferite a cinque serie di cinque saggi, facenti parte dello stesso gruppo di diametri, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti vengono quindi introdotti nelle espressioni (3) per la determinazione delle nuove tensioni caratteristiche, sostitutive delle precedenti (ponendo $n = 25$).

Qualora per la particolare organizzazione della produzione, il laboratorio ufficiale non possa reperire tutti i gruppi di diametri, il controllo mensile potrà essere sostituito con un sistema di controlli bimestrali consistenti nel prelevamento, in due visite separate, di n. 5 saggi per visita e per ciascun gruppo di diametri. In tale caso le formule (1), (2) e (3) saranno applicate ai risultati di 3 bimestri successivi e riferite pertanto a $n = 30$ saggi.

In tale caso nella prova di qualificazione si porrà analogamente $n = 30$.

Qualora il produttore non si avvalga della suddivisione in gruppi di diametri, i controlli saltuari verteranno su 15 saggi, prelevati da tre diverse colate, 5 per ogni colata indipendentemente dal diametro. I corrispondenti risultati delle prove di snervamento e di rottura vengono introdotti nelle espressioni (1), (2), le quali vengono sempre riferite a quindici serie di cinque saggi, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo le tre nuove colate ed eliminando le prime tre in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici

(*) Qualora, per motivi di omogeneità, si vogliano considerare a parte le armature prodotte in rotolo è lasciata facoltà di estendere la qualificazione a quattro gruppi di diametri.

(*) Il numero delle serie considerate sarà elevato a quattro nel caso in cui si considerino a parte le armature prodotte in rotolo.

così ottenuti vengono quindi introdotti nelle espressioni (3) per la determinazione delle nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti (ponendo $n = 75$).

1.3. *Contrassegni di acciai controllati in stabilimento; prelievi, modalità di prova.*

Gli acciai sottoposti a controlli sistematici in stabilimento saranno contraddistinti mediante apposizione di un marchio di laminazione che ne contraddistingua l'origine e la qualità.

I prelevamenti in stabilimento di cui ai paragrafi 1.1 e 1.2 saranno effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le relative prove sui saggi prelevati potranno essere effettuate dai tecnici del laboratorio ufficiale anche presso lo stabilimento, semprechè le attrezzature disponibili siano ritenute idonee ad esclusivo insindacabile giudizio del laboratorio ufficiale medesimo, e possibilmente in presenza di un rappresentante del produttore.

2. CONTROLLI SU SINGOLE COLATE.

Negli stabilimenti, soggetti ai controlli sistematici di cui al precedente paragrafo 1. su acciai marcati a caldo, i produttori potranno richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate, eseguiti a cura di un laboratorio ufficiale. Le colate sottoposte a controllo dovranno essere cronologicamente ordinate nel quadro della produzione globale. I controlli consisteranno nel prelievo, per ogni colata, e per ciascun gruppo di diametri da essa ricavato, di un numero n di saggi, non inferiore a dieci, sui quali si effettueranno le prove previste dal primo comma del paragrafo 1.1. Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura verranno calcolate a mezzo delle espressioni (1), (2) e (3) nelle quali il numero n è quello dei saggi prelevati dalla colata.

Le colate marcate a caldo alle quali, sulla base di tale controllo specifico, si vogliano attribuire proprietà meccaniche superiori a quelle desunte dal controllo sistematico della produzione, dovranno essere contraddistinte a mezzo di legatura sigillata, munita di etichetta metallica, sulla quale figurino il numero della colata ed il valore della tensione ammissibile garantito dal produttore ed accertato dal laboratorio ufficiale.

3. CRITERI DI ACCETTAZIONE RIGUARDANTI LE PROVE DI DUTTILITA E LE TOLLERANZE DIMENSIONALI.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione o di verifica non soddisfi i requisiti di duttilità di cui al prospetto III, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al paragrafo 3.3.4. vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascun prelievo. Qualora la tolleranza sulla sezione superi $\pm 2\%$, il certificato di verifica deve riportare i diametri medi effettivi.

ALLEGATO III

CONTROLLI IN STABILIMENTO DI RETI ELETTROSALDATE CON FILI NERVATI DI ACCIAIO TRAFILATO DI DIAMETRO COMPRESO FRA 4 E 12 MM

Qualora i produttori richiedano di loro iniziativa di sottoporsi, presso i loro stabilimenti di produzione, a prove statistiche eseguite a cura di un laboratorio ufficiale, si applicheranno le modalità sottoriportate. Il controllo di qualità può anche essere affidato ad Organismi ufficialmente riconosciuti.

1. CONTROLLI SISTEMATICI.

1.1. *Prove di qualificazione.*

Prelievo senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, da parte di un laboratorio ufficiale, in almeno quattro sopralluoghi di serie di 80 saggi, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni pannello.

Ogni saggio deve consentire due prove quella di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato e quella di resistenza al distacco della saldatura.

Su tali campioni vengono determinati, a cura del laboratorio ufficiale, i valori delle tensioni di snervamento e rottura $R_s(0,2)$ e R_a, l'allungamento A_{10} ed effettuata la prova di resistenza al distacco.

Indicando con

(1)

$$R_{amn}(0,2) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{i=n} R_{ai}(0,2), \quad R_{amn} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{i=n} R_{ai},$$

le medie dei valori delle tensioni di snervamento e rottura e con:

$$\delta_n(0,2) = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{i=n}\left[R_{ai}(0,2) - R_{amn}(0,2)\right]^2},$$

(2)

$$\delta_n = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{i=n}(R_{ai} - R_{amn})^2},$$

gli scarti quadratici medi corrispondenti, si procede al calcolo delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura definite dalle espressioni

$$R_{ak}(0,2) = R_{amn}(0,2) - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right)\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)\delta_n(0,2),$$

(3)

$$R_{ak} = R_{amn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right)\cdot\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right)\cdot\delta_n,$$

dove n, numero dei saggi considerati, è nel presente caso pari a 80.

1.2. *Prove di verifica della qualità.*

Effettuazione di controlli saltuari, a cura del laboratorio ufficiale, ad intervalli non superiori ad un mese, su serie di 20 saggi, ricavati da 10 diversi pannelli, 2 per ogni pannello.

Su tali serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determineranno così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo $n = 80$.

1 3. *Contrassegni delle reti controllate in stabilimento; prelievi modalità di prova.*

Le reti, sottoposte a controlli sistematici in stabilimento, saranno contraddistinte mediante marchio sul filo nervato.

I prelevamenti in stabilimento, di cui ai paragrafi 1 1 e 2., saranno effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le relative prove sui saggi prelevati potranno essere effettuate dai tecnici del laboratorio ufficiale anche presso lo stabilimento, sempreché le attrezzature disponibili siano ritenute idonee ad esclusivo insindacabile giudizio del laboratorio ufficiale medesimo, e possibilmente in presenza di un rappresentante del produttore.

2. Controlli sui singoli lotti di fabbricazione.

Si definiscono lotti di fabbricazione partite ottenute con produzione continua di peso compreso tra 30 e 100 t.

Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, di cui al precedente paragrafo 1., i produttori potranno richiedere di loro iniziativa di sottoporsi a controlli sui singoli lotti di fabbricazione eseguiti a cura di un laboratorio ufficiale.

I controlli consisteranno nel prelievo per ogni lotto di un numero n di saggi, non inferiore a venti e ricavati da almeno dieci diversi pannelli, sui quali si effettueranno le prove previste dal primo comma del paragrafo 1 1.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura verranno calcolate a mezzo delle espressioni (1), (2) e (3) nelle quali il numero n è quello dei saggi prelevati.

I singoli lotti ai quali, sulla base di tale controllo specifico, si vogliano attribuire proprietà meccaniche superiori a quelle desunte dal controllo sistematico della produzione, dovranno essere contraddistinte a mezzo di legatura sigillata, munita di etichetta metallica sulla quale figurino gli estremi della partita e il valore della tensione ammissibile garantito dal produttore ed accertato dal laboratorio ufficiale.

3. Criteri di accettazione riferiti alle prove meccaniche.

Qualora uno dei campioni, sottoposti a prove di qualificazione o di verifica, non soddisfi i requisiti di cui al prospetto V. relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo al pannello di cui trattasi va ripetuto su altro pannello della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti.

Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

(8811)

ANTONIO SESSA, *direttore* ACHILLE DE ROGATIS, *redattore*

(2651349/1) Roma Istituto Poligrafico dello Stato G. C.